

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO. 1.

### Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück.

Von Dipl.-Ing. Hans Kina, Ingenieur der Eisenbetonbau-Unternehmung Paul Kossel & Cie. in Bremen.

Hierzu die Abbildungen Seite 4 und 5.



**L**m Sommer des Jahres 1912 wurden die Schlachtviehhof-Anlagen der Stadt Osnabrück durch den Bau zweier Fettvieh-Hallen erweitert, die sowohl vom architektonischen, als auch vom konstruktiven Standpunkt aus Interesse erwecken. Es sei deshalb im Folgenden an Hand einiger Zeichnungen und photographischer Aufnahmen eine kurze Beschreibung der Anlage, sowie ein Auszug aus der statischen Berechnung mitgeteilt.

Nach den vom Stadtbauamt Osnabrück unter Leitung des Hrn. Stadtrats. Lehmann ausgearbeiteten Plänen ist die größere der beiden Hallen mit einer Länge von 37,4 m und einer Breite von 21,2 m als Großvieh-Halle, die kleinere mit 31,9 m Länge und 21,2 m Breite als Schweinehalle vorgesehen worden. Äußerlich und konstruktiv sind die beiden Gebäude voll-

kommen gleichartig ausgebildet und wirken daher, da sie in geringer Entfernung voneinander in derselben Flucht liegen, fast wie ein Bau, wie die Aufnahmen Abbildungen 1 und 2 zeigen. In der Großvieh-Halle sind einige kleine Verwaltungsräume — für den Tierarzt und dergl. — sowie zwei darüber liegende Futterböden eingebaut, während der ganze übrige Raum als eigentliche Stallung dient (vergl. Abb. 3). An der rückwärtigen Längsseite unmittelbar neben den beiden Hallen sind für den Viehtransport Verladebühnen und Gleise angeordnet; hingegen sollen die übrigen angrenzenden Teile des Geländes gartenartig — unt. Umst. offene Viehstände enthaltend — ausgebaut werden.

Die architektonische Ausgestaltung der Hallen, die Hr. Arch. Hartmann vom Stadtbauamt Osnabrück bearbeitete, zeigt, in wie vortrefflicher Weise sich Eisenbetonbauten bei materialgerechter Ausbildung der Architektur zur Erzielung guter Wirkungen bei einfachster Formgebung eignen. Jede Halle



Abbildung 1. Gesamtansicht der Hallen (bei Ausmauerung der Eisenbetongefache).

besteht aus einem 11,6m breiten Mittelschiff und zwei kleinen Seitenschiffen von je 4,3m Breite. Das Dach des mittleren Teiles ist um etwa 2,5m über die Seitendächer gehoben, um für den seitlichen Lichteinfall Raum zu gewinnen, wodurch eine beträchtliche Höhe von rund 11 m in Hallenmitte erreicht wurde. Auf der Dachmittellinie sind kleine Entlüftungs - Türmchen angebracht, welche die lange Firstlinie angenehm unterbrechen und einen gefälligen oberen Abschluß geben. (Vergl. die Abbildungen 1—6.)

Nach der Längsrichtung der Hallen ist die

folge Mangel an nötigem Raum mit zu geringem Abstände aneinander gerückt werden mußten.

Die Gesamt-Tragkonstruktion der beiden Hallen ist in Eisenbeton vorgesehen worden und wurde von der Firma Paul Kossel & Cie. in Bremen ausgeführt. Die gewölbartige Dachhaut ist als Eisenbetonplatte über kontinuierlich aus gebildete Längs-Träger gespannt, deren mittlere zwei auch die gleichfalls in Eisenbeton-Konstruktion erstellten Entlüfter tragen. Die beiden Rand-Träger sind gleichzeitig Fenstersturz- und Gesims-Balken. Sämtliche



Abbildung 6. Kopfansicht der Halle mit Eingang.

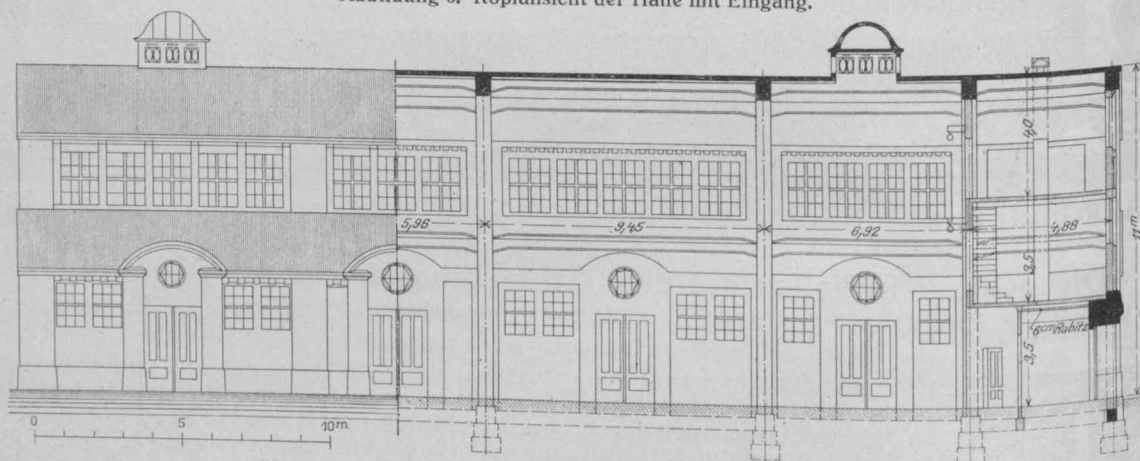


Abbildung 5. Seitenansicht und Längsschnitt der Großviehhalle.

Gliederung durch breitere massive Pfeiler gebildet, welche in den Achsen der Binder stehen, und zwischen diesen befinden sich die ebenfalls ganz in Beton hergestellten Portale. Auch die Gesimse sind in Beton geformt und wurden gleich im Rohbau mit eingeschalt. Sämtliche Beton-Sichtflächen blieben unverputzt und wurden nachträglich nur gestockt und scharriert. Die Ausfachung der unteren Längswände sowie der Querwände erfolgte in Ziegelmauerwerk, wogegen die oberen Längswände in kleine Betonpfeiler aufgelöste Fensterwände sind.

In den Giebelwänden sind große Fensteröffnungen angeordnet und die einander zugekehrten Kopf- wände der beiden Hallen enthalten außerdem die — ebenfalls in Beton — sehr massiv ausgebildeten Haupt-Portale (Abb. 3, 5 und 6). Die Architektur dieser beiden Fronten kann in Wirklichkeit leider nicht zu ihrer vollen Wirkung gelangen, da die beiden Hallen in-

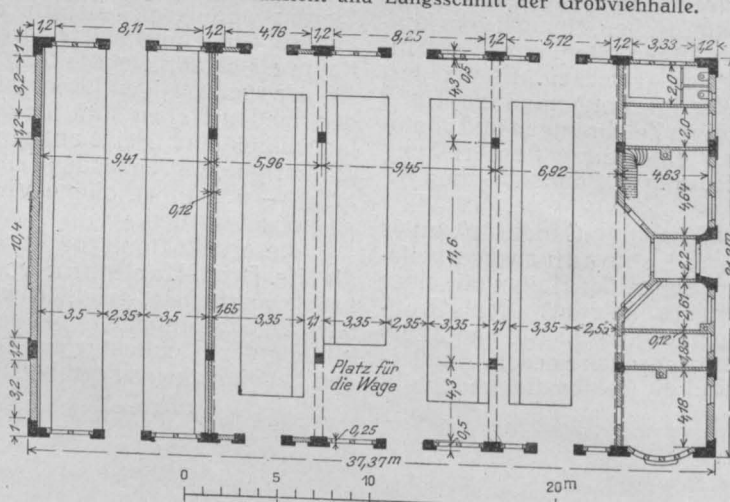


Abbildung 3. Grundriß der Großviehhalle.

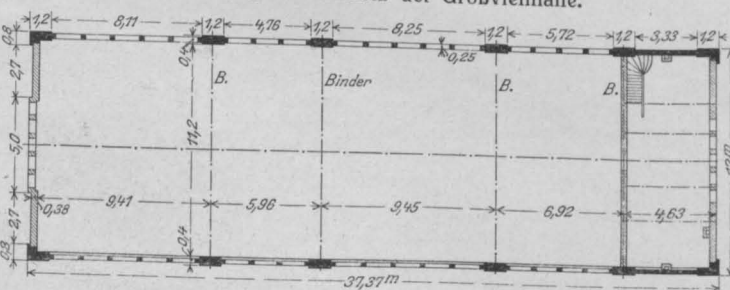


Abbildung 4. Grundriß des Mittelschiffes der Halle.

Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück.

Längs-Träger schießen in die als Rahmen mit zwei Mittelstielen konstruierten Hallenbinder ein. Auch die Lasten der Fensterwand sind auf die Binder übertragen, und zwar durch kräftiger ausgebildete Unterzüge, welche gleichzeitig die Fensterbrüstung darstellen; demnach sind die beiden Hallenvollständig aufgelöste Bauten, deren weitere Einzelheiten aus den hier wieder gegebenen Grundriß-, Schnitt- und Ansichts-Zeichnungen (Abbildungen 3—6), sowie der Sonderzeichnung für die Binderaus- bildung mit Eintragung der Armierung, Ab- bildung 7 auf S. 3, zu erfahren sind.

Bezüglich der Aus- führung ist Folgendes zu bemerken: Da auf möglichst glatte Roh- baufächen Wert ge- legt wurde, mußte auf die Herstellung der Schalungen besondere Sorgfalt verwendet werden. Diesämtlichen Schalungen wurden in einzelnen Teilen — die Rahmenbinderhälfte zerfiel in 5 Kästen — am Platz der Firma angefertigt und nach dem Bau ge-



schafft, wo sie nur mehr zusammengepaßt und aufgestellt zu werden brauchten. Abbildung 10, S. 4 gibt ein Bild der erstellten Schalungen und Gerüste.

Zur Betonbereitung gelangte Piesberger Stein- schlag und Piesberger Sand zur Verwendung, und zwar für die Binder in einem Mischungsverhältnis von 1:2½:2½. Beide Hallen enthalten insgesamt

770 cbm feste Masse Beton. Die Ausführungszeit für diesen Bau betrug acht Wochen, welche Frist kontraktlich festgesetzt war. Dabei sind durch ungünstige Witterungsverhältnisse und Streik bedingte Unterbrechungen abgerechnet.

Ueber die statische Berechnung des Hallenbaues seien noch einige nähere Angaben gemacht. — (Schluß folgt.)

# Mitteilungen über Versuche des Eisenbeton-Ausschusses des Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger in Wien.

**D**er Ausschuß wurde 1906 eingesetzt und die Militär-, Staats-, Landes- und Eisenbahnverwaltung sowie der österr. Beton-Verein entsandten Vertreter. Die bis 1911 zur Verfügung gestellten Beträge von rd. 75000 K. wurden aus öffentlichen und privaten Mitteln aufgebracht. Das aufgestellte Programm sollte folgende Arbeiten umfassen:

1. Versuche über die Tragkraft von Säulen.
2. Versuche über die Tragkraft allseits aufruhender Platten.
3. Versuche mit an den Enden eingespannten Balken.
4. Versuche über den Einfluß der Rippenentfernungen bzw. Plattenbreite in Rippenbalken.
5. Versuche über den Einfluß der Bewehrung, auf die Biegefestigkeit des Betons.
6. Versuche über die Druck-, Zug- und Biegefestigkeit unbewehrten Betons.
7. Versuche über die Raumänderungen des bewehrten Betons und
8. Versuche mit Kontrollbalken.

Die Durchführung dieser Arbeiten besorgten ein Arbeitsausschuß und mehrere Unterausschüsse. Bis auf die Versuche mit Platten sind die in Aussicht genommenen Studien fast beendet. Die Erprobungen erfolgten im mech.-techn. Laboratorium der Technischen Hochschule in Wien, im Laboratorium des Technologischen Gewerbemuseums daselbst, sowie auf Versuchsplätzen im Freien in Wien und Prag.

Von den in Aussicht genommenen 6 Heften mit den Mitteilungen über die Versuche (Verlag Franz Deuticke in Leipzig und Wien) sind 3 erschienen. Heft 1<sup>1)</sup> enthält: Verwendete Baustoffe und deren Prüfung, Bericht von Bau-Ob.-Kommissär Karl Nähr; Versuche mit unbewehrten Betonkörpern, Bericht von Ob.-Brt. Prof. A. Hanisch, und Versuche mit bewehrten Rechteck-Balken, Bericht von Prof. B. Kirsch. Heft 2<sup>2)</sup> enthält die Versuche mit Plattenbalken, Bericht von Hofrat Prof. J. Melan. Heft 3<sup>3)</sup> enthält: Versuche mit Eisenbeton-Säulen, Bericht von Ing. Jos. Ant. Spitzer.

Aus dem Bericht von A. Hanisch sind als bemerkenswerte Ergebnisse die Verhältnisse der Biegefestigkeit  $\sigma_{bz}$  des unbewehrten Betons zu seiner Zugfestigkeit  $\sigma_z$  zu erwähnen. Bei 4 Wochen altem Beton ist  $\sigma_{bz}:\sigma_z=2,1$ , bei 5 Monate altem Beton  $\sigma_{bz}:\sigma_z=1,2$  im Mittel; es wird daraus geschlossen, daß sich die Zugfestigkeit mit zunehmendem Alter der Biegefestigkeit stark nähert (vergl. den Bericht über die von Tetmajer angeregten Versuche in „Armierter Beton“ 1911, H. 2-4).

B. Kirsch berichtet über die Messungen der Einsenkungen, Dehnungen und Stauchungen in der Mitte, sowie über die Höchstlasten von 28 bewehrten Rechteck-Balken von 15cm Breite, 30cm Höhe und 220cm Länge. Ihre Bewehrung bestand aus 3 bis 5 Rundeißen von 10, 14, 15, 17 und 19mm Stärke mit Endhaken ohne Bügel. Der Anteil des Eisenquerschnittes betrug 0,58, 1,14, 1,68,

2,38 und 3,83% des Nutzquerschnittes,  $\frac{2}{3}$  bis  $\frac{4}{5}$  der Längseisen waren schräg aufgebogen. Ein Teil der Versuchsergebnisse, wie z.B. jener über die Größe des Elastizitäts-Modules des Betons, steht mit den Ergebnissen ähnlicher Untersuchungen nicht in Einklang.

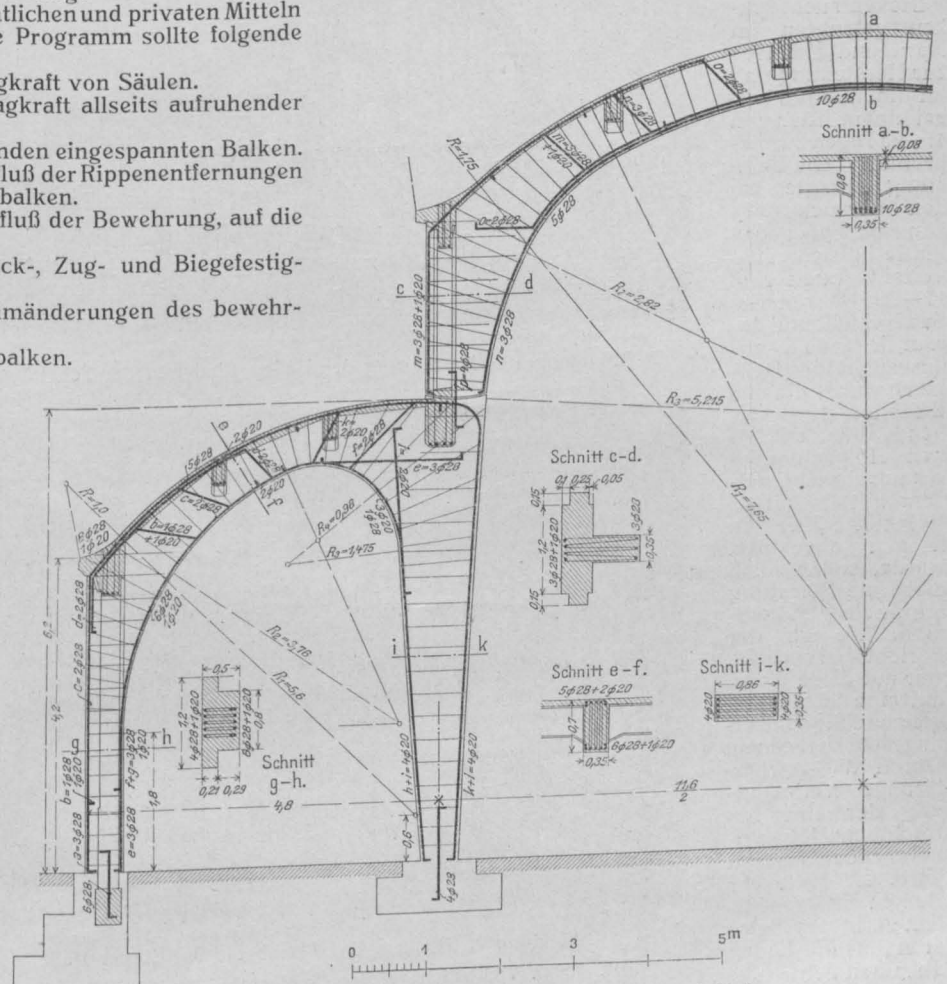


Abbildung 7. Konstruktion des Binders der Großvieh-Halle. Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück.

Besonderes Interesse beanspruchen die Versuche mit Plattenbalken, über die J. Melan berichtet. Sie bezweckten die Erforschung des Einflusses der Plattenbreite auf das Tragvermögen, also die Beantwortung der Frage, bis zu welchem Abstand der Tragrippen die ganze Plattenbreite als mitwirkend in Rechnung gestellt werden darf. Die in Prag zur Durchführung gelangten Versuche umfassen 14 Decken mit 7 verschiedenen Bauarten. Die Spannweite betrug 4,25m, die Länge 4,5m, die Höhe 31cm, die Höhe der Rippen 25cm, die Dicke der Platten 6cm. Jede Decke bestand aus 2 Rippen und der verbindenden Platte von wechselnder Breite. Die Abmessungen sind aus der nachstehenden Tabelle ersichtlich. Die Auflagerung der Rippe bestand aus einer mit dieser verbundenen Schmiedeeisenplatte und einer auf dem Widerlager ruhenden Gußeisenplatte mit gewölbter Oberfläche. Die Widerlagermauern waren aus Beton in 40cm Stärke hergestellt und etwa 90cm über dem Boden hoch. Für die Betonierung der Versuchsdecken kamen 320kg Zement auf 1cbm Sand- und Kiesgemenge zur Verwendung (Raum-Mischung etwa 1:4,5). Die Bewehrung bestand aus Längseisen von 18mm Dicke, von denen ein Teil gegen die Enden schräg aufgebogen wurde, sowie aus Bügeln (zum Teil

1) 80, 124 S. Text mit 125 Abb. und 36 Tabellen. Pr. 7 K. = 6,50 M.  
2) 80, 75 S. Text mit 82 Abb. und 21 Tabellen. Pr. 4 K. = 3,50 M.  
3) 80, 268 S. Text mit 300 Abb. und 34 Tabellen. Pr. 10 M.

Tabelle.

Decke	Nutz- höhe h	Rippen- Breite b <sub>0</sub>	Ab- stand	Breite b	Längseisen in 1 Rippe	% von b · h	Quereisen der Platte auf 1 m
1 a, b	28	16,5	60	120	2 · Dchm. 18	0,30	5 · Dchm. 6
2 a, b	26	16,5	60	120	4 · " 18	0,65	5 · " 6
3 a, b	26	16,5	90	180	4 · " 18	0,43	8 · " 6
4 a, b	26	16,5	90	180	6 · " 18	0,65	8 · " 6
5 a, b	26	16,5	120	240	6 · " 18	0,49	10 · " 6
6 a, b	26	16,5	150	300	6 · " 18	0,39	10 · " 6
7 a, b	26	22,0	150	300	8 · " 18	0,52	13 · " 6

Flacheisen 24 · 4 mm, zum Teil Rundeisen von 7 mm Stärke). Die Platten waren mit Quereisen verstärkt.

Die Versuchsdecken gelangten im April und Mai 1909 zur Herstellung und im Juni und Juli 1909 bei einem Alter von 47—65 Tagen zur Erprobung. Die Belastung erfolgte bei den Versuchsstücken a über die ganze Platte gleichmäßig verteilt, durch eine 15—20 cm starke Sandschicht und darauf liegende Eisenflossen; bei den Decken b wurde die aus Eisenflossen bestehende Last auf einen Holzbohlenbelag aufgebracht, welcher mittels kurzer Holzklötze über den Rippen abgestützt wurde, sodaß bloß diese die Belastung unmittelbar aufnehmen. Wie auch der Bericht hervorhebt, war auf diese Weise auf eine tatsächlich gleichmäßige Belastung nicht zu rechnen. Durch die gewölbte Verspannung der eine beträchtliche Höhe einnehmenden Flossen hatte die Mitte der Balken eine wesentlich geringere Belastung als die Enden aufzunehmen, woraus sich eine Ueberschätzung der Biegemomente ergibt, die durch das Fehlen beweglicher Auflager zweifellos noch vermehrt wird.

Gemessen wurden die lotrechten Einsenkungen der Rippen und Platten, die wagrechte Verschiebung der Widerlager, die Dehnungen und Verkürzungen an der Unterseite der Balken und an den Plattenrändern unter den einzelnen Laststufen, sowie die Bruchlasten. Alle Versuchsobjekte erreichten ihre Höchstlast durch das Ueberschreiten der Streckgrenze der Längseisen, dem die Zerdrückung des Betons folgte. Das Ueberschreiten der Streckgrenze, äußerlich an dem starken Anwachsen der Dehnungen und Einsenkungen erkennbar, erfolgte bei einer rechnerischen Eisenspannung von 2700—3400 kg/qcm (Streckgrenze der Probestäbe annähernd 2600 kg/qcm). Die hierbei auftretenden Betonspannungen betragen bis 122 kg/qcm. Nach Ueberwindung der Streckgrenze, welche der Bericht als die „kritische Belastung“ bezeichnet, konnte die Auflast noch um 26—53% gesteigert werden, sodaß sich rechnerische Eisenspannungen ergeben, welche die Zugfestigkeit zum Teil überschreiten. Hierin gelangt die Ungenauigkeit der Versuche, welche in der vorhin erwähnten Lagerungs- und Belastungsart begründet ist, am deutlichsten zum Ausdruck.

Ein wesentlicher Unterschied im Verhalten der Decken a (Flächen-Belastung der Platten) und der Decken b (Linienbelastung der Rippen) war nicht vorhanden. Die quer ge-

richtete Biegebeanspruchung der Platte hat das Tragvermögen nicht beeinflusst. Eine Trennung von Platte und Rippe hat nirgends stattgefunden, die Platten haben bis zum Bruch an der Druckübertragung teilgenommen. Die Decken mit den breiten Platten erwiesen daher auch die gleiche Tragsicherheit wie jene mit den schmalen Platten. Diese als Vergleich brauchbaren und wertvollen Ergebnisse lassen, wie der Bericht treffend hervorhebt, eine Verallgemeinerung nur insoweit zu, als der Bruch solcher Objekte nicht durch Ueberwindung der Betonfestigkeit erfolgt, also für die in der Praxis meist angewendeten Rippenbalken mit schwachen Bewehrungen. Ueber das Verhalten stark bewehrter Rippenbalken, die je nach der

Querbewehrung und der Art des Anschlusses der Platte an die Rippe eine Abnahme der mittragenden Breite bezw. der Tragfähigkeit zeigen, geben die neuesten Versuche von Bach und Graf in den Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieur - Wesens, Heft 122—123, Auskunft. (IV. Teil des im Auftrage des Eisenbeton - Ausschusses der Jubiläums - Stiftung der Deutschen Industrie ausgeführten Versuche; I. Teil in Heft 39, II. Teil in Heft 45—47, III. Teil in Heft 90—91).

Der in Heft 3 von Jos. Ant. Spitz er erstattete Bericht über Versuche mit Säulen aus Eisenbeton hat durch die Fülle des Versuchsmaterials und der gewonnenen Ergebnisse besondere Bedeutung und regt zu besonders eingehendem Studium an.

Die zur Untersuchung gelangten 170 Säulen besaßen zum Teil quadratischen, zum Teil sechseckigen Querschnitt. Eine Reihe war nicht bewehrt, die übrigen Säulen enthielten Längsbewehrungen aus Rund-Eisen oder Profi-

eisen im Ausmaß von 1,25 und 3,15%. Die Längseisen hatten teils den üblichen Abstand von der Oberfläche, teils lagen sie näher gegen die Säulennachse. Die Querbewehrung bestand aus Bügeln verschiedener Formen in 500, 250 und 125 mm Abstand und aus Umschnürungen von 50 bzw. 100 mm Ganghöhe. Die Länge der Säulen betrug 3, 4,5 und 7 m. Es gelangten drei Betonsorten, und zwar mit 420, 320 und 250 kg Portlandzement auf 1 cbm Gemenze zur Untersuchung. Die Erprobungen erfolgten im Alter von rd. 1 Monat, 1½ Monaten und 3 Monaten im mech.-techn. Laboratorium der Technischen Hochschule Wien in der stehenden 800 t-Presse, welche 8 m Einspannhöhe besitzt. Besondere Aufmerksamkeit wurde nach einigen Fehlversuchen der Ausbildung der Säulenköpfe gewidmet, welche sich durchweg gut bewährten. Mit der Prüfung der Säulen lief die Erprobung des Betonmaterials parallel. Die Einspannung der Säulen in der Presse erfolgte teils mit Flächenlagerung zentrisch, teils mit Spitzenlagerung zentrisch und exzentrisch.

Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende:

1. Beton größter Festigkeit eignet sich sowohl hinsichtlich der Sicherheit wie der Ausnutzung des Eisens am besten für Eisenbetonsäulen. Die Tragfähigkeit ist in der Hauptsache von der Güte des Betons abhängig. Beton mit 300 kg/qcm Würfelfestigkeit läßt eine Ausnutzung der

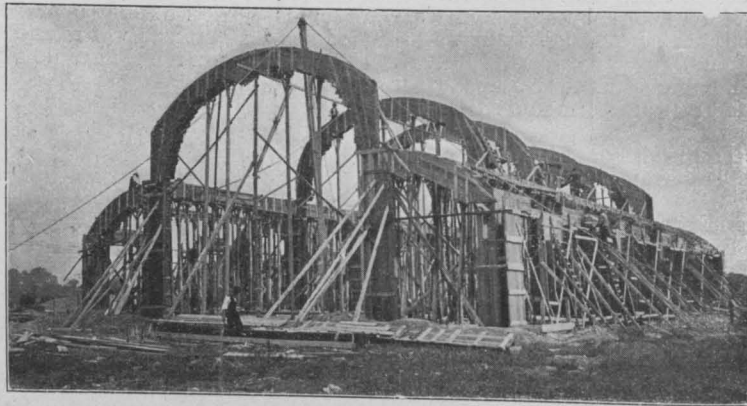
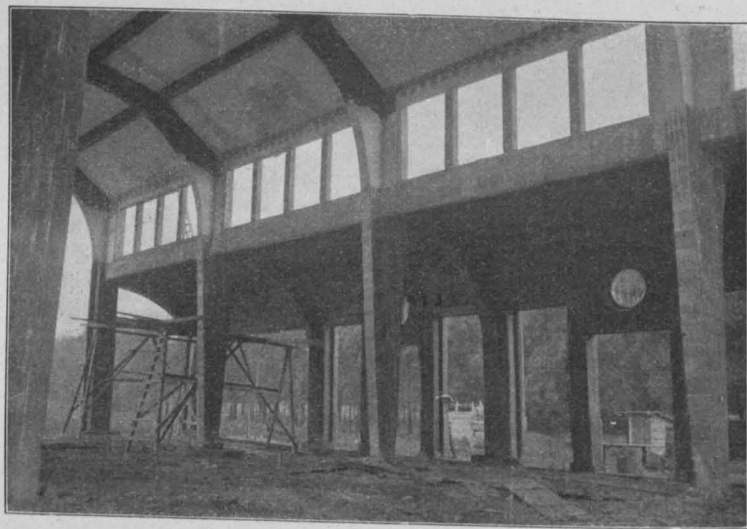


Abbildung 10. Ausführung der Halle. Binder in der Schalung.

Abbildung 9. Blick in das Eisenbeton-Gerüst der Halle.  
Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück.



Längsbewehrung bis 2400 kg/qcm Spannung zu, Beton von 155 kg/qcm eine solche bis 1850 kg/qcm.

2. Die Längsbewehrungen wirken ohne Rücksicht auf die Größe ihres Verhältnisses zum Betonquerschnitt gleichmäßig mit. Für Pressungen im Beton bis 50 kg/qcm ist  $n=13$  bis 15 zutreffend; bei höheren Spannungen sinkt  $n$  bis 7,5 (Betonpressung 340 kg/qcm). Die Anschauung, daß das Eisen nur bis zu einer Querschnittsgröße von 2% der Betonfläche voll mitwirke, wird durch die Versuche nicht erwiesen. Die Säulen, deren Längseisen in nicht üblicher Weise näher der Mitte lagen, lieferten z. T. höhere Bruchlasten als jene mit näher der Oberfläche liegenden Eisen.

malen Fällen Knickung nicht auf. Bei den Versuchen erfolgte die Zerstörung zumeist durch Ueberwindung der Druckfestigkeit des Betons oder infolge Querdehnung des Eisens, welche die Zerstörung des Betons einleitete. Selbst bei den 7 m langen Säulen ( $l : a = 28$ , größte Ausbiegung 11 mm) fand Ausknicken nicht statt. Die größte Kantenpressung der Säule ist der festgestellten Würfelfestigkeit des Betons (358 kg/qcm) nahezu gleich.

5. Die Versuche mit exzentrischen Belastungen zeigten die bei Biegebeanspruchungen auftretenden Erscheinungen. Die übliche Berechnungsmethode der Spannungen liefert jedoch wegen des Nichtzutreffens des Hooke-



Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück. Abbildg. 8 (oben). Blick in die Eisenbetonhallen vor Herstellung des Kopfabchlusses. Abbildg. 2 (unten). Blick auf die Eisenbetonhallen vor Ausmauerung der Stirn.



3. Die Anzahl und Stärke der Querbewehrung hat einen gewissen Einfluß auf die Tragkraft, doch genügen die im Bauwesen üblichen Anordnungen. Bewehrungen, welche um mehr als die Seitenlänge des Querschnittes von einander abstehen, lassen einen Abfall der Säulenfestigkeit erkennen.

4. Bei den üblichen Ausmaßen der Praxis tritt in nor-

schen Gesetzes keine brauchbaren Werte.

6. Der Sicherheitsgrad der Säulen, berechnet nach den österr. Vorschriften und bezogen auf diese Vergleichsbasis, ist reichlich und es könnte eine mäßige Erhöhung der dort festgesetzten zulässigen Betonpressungen von 28, 25 und 22 kg/qcm (Betonmischungen 1 : 3, 1 : 4 und 1 : 5 mit 170, 150 und 130 kg/qcm Würfelfestigkeit) zugestanden werden. —

### Neuzeitliche Mörtel.

Eine Erwiderung von Ingenieur Carl Pernet, Direktor der Vereinigten Berliner Mörtelwerke.

**U**nter obiger Ueberschrift behandelt Hr. Prof. Gary in den „Mitteilungen“ No. 10, 1912 die Eigenschaften des üblichen Baumörtels, der seit hundert Jahren verwendet und als gut befunden wurde und der bisher ja auch gezeigt hat, daß ganze Städte und nicht zum wenigsten Berlin sich bei der Verwendung des Baumörtels

wohl befunden, ihn immer wieder verwendet haben und wohl auch weiter verwenden werden. Bei dieser Abhandlung kommt Hr. Prof. Gary auch auf die heutige Berliner Bauweise zu sprechen. Ein berechtigter Widerspruch gegen diese Auslassungen ist umso notwendiger, als sie von autorisierter Stelle kommen.

Hr. Prof. Gary ruft aus: „Wo bleibt die gute alte Bau-

weise unserer Voreltern?“ Er fährt weiter fort: „der zur Verwendung kommende Baumörtel genügt heute nicht mehr; früher löschte sich der Bauherr auf dem Grundstück selbst den Kalk und gelernte Maurer bereiteten sich daraus die Speise in dem erforderlichen Magerungsgrad usw. und unter Verwendung möglichst großer Steine wurde hübsch langsam aufgemauert; heute bezöge man den Mörtel von den Mörtelwerken fertig zum Bau und zum Mauern hält sich nachgerade jeder gewesene Handlanger für gut genug“. Aus der Erwähnung des fabrikmäßigen Mörtels in Verbindung mit den angeblich ungelerten Maurern muß jeder unbefangene Leser einen Vorwurf herauslesen, als ob der Maschinenmörtel berechtigten Anforderungen nicht genüge. Es darf aber nicht übersehen werden, daß schon vor 30 Jahren von allen in Betracht kommenden Seiten es als ein ungeheurer Fortschritt angesehen wurde, daß die Mörtelbereitung fabrikmäßig und sachgemäß in umfangreichen Fabrikanlagen erfolgte. Als besonders zweckmäßig wurde gefunden, daß zur Mörtelherstellung ein guter, körniger Sand verwendet, ein richtig eingelöschter Kalk zugesetzt wurde. Es wurde begrüßt, daß ein maschinell gemischter, kellengerechter und gleich verbrauchbarer Mörtel zur Ablieferung kam. Ist es nicht für eine Großstadt, die auch in gesundheitlicher Hinsicht bahnbrechend vorgehen soll, von großer Bedeutung, daß den Neubauten die Mörtelspeise bequem und staubfrei ohne viel Platzbeanspruchung geliefert wird?

Hr. Prof. Gary behauptet ferner, daß die Aufsicht auf den neuzeitlichen Riesenbauten eine oft zu ungenügende sei und daß der angefahrne Mörtel oft tagelang im Freien lagere. Auch das ist gerade bei großen Bauten unzutreffend; denn diese haben musterhafte Anfuhrüberwachung und die Bauindustrie beschäftigt einen Stamm guter Poliere, die eine sehr oft übertriebene Ueberwachung der Baustoffe, also auch des Mörtels ausüben. Die ganze Art der Baubedienung mit Mörtel und Steinen schließt das Zuvielliefern von Mörtel fast völlig aus. Die neuzeitige Mörtelindustrie hat die Baukundschaft derartig verwöhnt, daß schon seit Jahren nur der Tagesbedarf, ja fast Stundenbedarf an Mörtel bestellt wird. Die Bauherren verlangen guten frischen Mörtel und es kommt täglich vor, daß die Bauten selbst bestellten Mörtel nicht abnehmen, da sie zur Stunde keinen Bedarf haben, der nach einigen Stunden dann wieder eintritt.

Nach den weiteren Ausführungen sollen erfahrungsgemäß 8 Zentner Kalk 1 cbm Grubenkalk und 1 cbm Grubenkalk 3, 2—3, 5 cbm Mörtel ergeben. Der Kalk ist leider sehr ungleichmäßig. Nachstehende Zusammenstellung gibt das Ergebnis einiger Großversuche wieder, welche Aufschluß über den tatsächlichen Kalkverbrauch geben.

Art	Gebrannter Kalk in kg in cbm	Kalkbrei in cbm	Spez. Gew.	Mörtel- Menge in cbm	Sand- ver- brauch in cbm	10000 kg Kalk geben cbm		1 cbm Kalkbrei enthält kg				1 cbm Mörtel enthält kg					Trock- nerMör- tel ent- hält % Kalk- hydrat
						Kalk- brei	Mörtel	gebrannten Kalk		Kalkhydrat		Liter Kalk- brei	Kalk Ca O	Kalk- hydrat Ca H <sub>2</sub> O <sub>2</sub>	Sand	Wasser	
								Ca O	Wasser	Ca H <sub>2</sub> O <sub>2</sub>	Wasser						
A	26 715	72,22	1,245	224	255	27,0	84	370	875	488	757	322	119	157	1527	243	9,5
B	20 995	65,15	1,215	220	256	31,0	105	322	893	425	790	296	95	125	1569	234	7,5
C	29 190	74,45	1,261	202	219	25,5	70	392	869	517	744	368	144	190	1464	274	11,5
D	36 270	99,68	1,243	372	441	27,4	102	364	879	480	763	267	97	128	1596	204	7,8
E	20 950	66,27	1,210	204	231	31,7	98	315	895	416	794	325	102	134	1535	259	8,0
F	26 475	69,03	1,255	184	199	22,3	70	383	872	505	750	375	144	190	1457	281	11,3
G	40 000	120,86	1,220	348	388	30,2	87	330	890	435	785	342	115	152	1505	271	9,2

Auf die Einzelheiten eingehen und Folgerungen ziehen, möchte ich nur insoweit, als ich mich gegen den Gary'schen Erfahrungssatz wende, welcher einen Gehalt von 10 % Kalk Ca O fordert. Der in der Praxis als gut befundene Kalkmörtel erreicht, wie die vorstehende Zusammenstellung dartut, diese Zahl nicht. Wahrscheinlich, weil Praxis und Theorie nicht das gleiche ist. Die Verschiedenheit der Ergebnisse der in der Tabelle berechneten großen praktischen Versuche haben daher auch, wie schon eingangs erwähnt, die Mörtelindustrie veranlaßt, täglich von Zeit zu Zeit Proben zu entnehmen, um den Kalkgehalt zu ermitteln und den Kalkverbrauch möglichst gleichmäßig zu gestalten. Der Leser wird verlangen, die Festigkeit kennen zu lernen. Die Druckfestigkeit ergab bei von der Baustelle entnommenem Mörtel:

Jahr	Druckfestigkeit	nach Tagen
1912	11,0 kg/qcm	7
	13,8 "	28
	20,0 "	90
1911	10,6 kg/qcm	7
	13,9 "	28
	21,2 "	90
1910	10,5 kg/qcm	7
	13,9 "	28
	20,9 "	90
1909	11,1 kg/qcm	7
	13,8 "	28
	21,4 "	90

Zum Vergleich seien die Zahlen angegeben, auf welche sich Gary in seinem Vortrage stützte. (Burchartz, Luftkalk und Mörtel S. 63.)

Bezeichnung der Probe	Mischung	Druckfestigkeit	
		28 Tage	3 Monate
Kalk C . . . . .	1 + 0 Sand	11,7	14,7
	1 + 1 "	19,3	24,3
	1 + 2 "	16,3	22,2
	1 + 3 "	18,7	19,9
	1 + 4 "	14,7	11,1
	1 + 5 "	12,2	13,4
Kalk . . . . .	1 + 0 Sand	9,8	13,0
	1 + 1 "	17,7	21,6
	1 + 2 "	17,3	21,6
	1 + 3 "	12,6	14,8
	1 + 4 "	7,1	8,3
	1 + 5 "		

Trotz des geringen Kalksgehaltes ergab der Betriebsmörtel eine ansehnliche Festigkeit, welche wohl darauf zurückzuführen ist, daß die Mischung von Kalk und Sand maschinell geschieht und durch den Transport des Mörtels nach der Baustelle derselbe eingerüttelt, also noch dichter wird. Aus Baukreisen sind bisher keine Wünsche nach fetterem Mörtel laut geworden. Ob den Baukreisen ein Gefallen durch Verteuerung des Mörtels erwiesen wird, ist unschwer zu entscheiden.

Hr. Prof. Gary läßt dann weiter den Berliner Mörtelwerken Gerechtigkeit widerfahren, indem er schreibt, daß dem Berliner Bauwesen aus den Mörtelwerken unübersehbarer Segen erwachsen sei, auch erkennt er die prompte Heranschaffung des Mörtels als zeitgemäß an. Nur nicht ausreichend erscheint ihm aber die Kalkbehandlung; er sagt, daß die Kalkgruben zu häufig in zu kurzer Zeit gefüllt und geleert werden müssen und daß der Kalk nicht mehr ausreichend löschen und gedeihen könne. Aber gerade das ist die Stärke der Mörtelindustrie der Großstädte, daß sie bei richtiger Anlage der maschinellen Löschvorrichtungen bei der Verwendung brauchbaren Wassers und genügend tiefen und großen Gruben dem Kalk die Behandlung angedeihen läßt, die ihm gebührt. Gerade das seit Jahrhunderten bekannte und bewährte Naßlöschverfahren des Kalkes zwingt die Kalkwerke, gut durchgebrannten Kalk zu liefern, der wiederum durch das Naßlöschverfahren von seinen unreinen und sehr oft gefährlichen treibenden Teilen befreit wird.

Bei dem sogenannten Staubkalk, mag derselbe nur einfach gepulverter und gelöschter Weißkalk oder hydraulischer Kalk sein, sind alle unreinen, undurchgebrannten oder überbrannten Teile durch Feinmahlung mit vermahlen; also nicht ausgeschieden. Möge die Mahlung

noch so fein sein, es können immer treibende Teilchen dem Mahlen entgangen sein, die von unabhärbaren Folgerungen für das Mauerwerk sein können. Es ist auch nicht richtig, daß der Kalk bei den Mörtelwerken der Großstädte nicht genügend Zeit findet, sich in den Kalkgruben zu setzen und zur Ruhe zu kommen. Es wird darin besonders beim Putzmörtel ein Uebrig geleistet. Der Kalk setzt sich in großen tiefen Gruben von 180 bis 200 cbm Inhalt schon nach kurzer Zeit. Das sich sammelnde Wasser wird von demselben abgezogen und der fette weiße Weißkalk aus Sammelbecken dem Sand zugeführt.

Hr. Prof. Gary schreibt weiter, daß der sogenannte Mörtler, der die Schnecke bedient, nach dem Augenmaße die aufgeführte Kalkmilch zusetze und daß die Ueberwachung für die annähernd richtige Durchschnittsmischung den Mörtelwerken erst nachträglich der Kalkverbrauch liefere. Auch dieses ist, wie schon aus der oben erwähnten Kontrolle hervorgeht, nicht richtig. Der Mörtler, welcher der Mischmaschine den Kalk zuführt, muß sich einmal nach der Dick- oder Dünnflüssigkeit des Kalkes und andererseits nach der Beschaffenheit des Sandes richten, da nasser Sand mehr Kalk gebraucht als trockener und nasser Sand den Kalk auch schwerer annimmt. Dieser Mörtler kann durch mechanische Einrichtungen nicht ersetzt werden, wenn nicht die Güte des Mörtels



darunter leiden soll. Es muß eben diese Kalkzufuhr von Fall zu Fall geregelt werden.

Auf einen Umstand von größter Tragweite muß ich hinweisen, wenn derselbe auch gegen die Darlegungen und das von Hn. Prof. Gary verfolgte Ziel spricht.

Es wird viel vom Setzen des Mauerwerkes gesprochen. An einer Stelle wird auch eine unnachprüfbare Lehre ausgesprochen: „Das Setzen muß mit der ersten Erhärtung und Austrocknung des Mörtels zusammenfallen.“ Warum dies geschehen muß, wird nicht gesagt. Dieser Satz, welcher sich auf neuzeitige Bauwerke bezieht, steht im Widerspruch mit dem, was vom Setzen bei alten Bauwerken gesagt ist; dort heißt es nämlich: „Das Mauerwerk behielt Zeit zum Setzen.“

Verfolgt man den ursprünglichen Zweck des Mörtels, so war dieser das Ausgleichen der Unebenheiten, welche die Mauersteine hervorrufen. Man benutzte auch vielfach Zwickel, um die Lage der einzelnen Steine festzulegen. Diese bedingen jedoch auch kein starres Verbinden der Mauersteine. Auch Bleiplatten wurden an Stelle von Mörtel benutzt. Die weiche nachgiebige Bleiplatte und der weiche Mörtel, sei es Kalk- oder Lehm Mörtel, ließen ein geringes Setzen des Mauerwerkes zu, ohne daß eine Zerstörung des Mauerwerkes und des Mörtels sich bemerkbar machte. Anders ist es jedoch, wenn abgebundener starrer Mörtel (halbfeuchter oder Trockenmörtel, der, nebenbei bemerkt, noch andere später zu erörternde Nachteile gegenüber dem Naßmörtel hat) zur Verwendung kommt. Bei einem geringen Setzen, und solches bleibt selten aus, wird der abgebundene Mörtel zerstört.

Es muß also, um dies zu vermeiden, ein Mörtel genommen werden, welcher nicht so schnell erhärtet und durch seine Geschmeidigkeit einen Ausgleich beim Setzen des Mauerwerkes schafft. Diesen Ausgleich bewirkt zweifellos der bisher verwendete Baumörtel eher, als der halbfeuchte oder Trockenmörtel.

Hr. Prof. Gary schlägt nun die Verwendung von Trockenmörtel vor; er meint, man habe auf jeder Baustelle genügend Wasser zur Verfügung und es sei zweckmäßiger, den Mörtel trocken zur Baustelle zu bringen. Nennt man dieses nun einen Fortschritt oder Rückschritt? Ist es nicht richtiger, bequemer und zuverlässiger, gleich den fertigen kellengerechten Mörtel dem Bau zuzuführen, als denselben wieder zu zerlegen in Trockenmörtel und Wasser? Muß dieses Wasser nicht erst herangeschafft und vermischt werden und ist jedes Wasser zu gebrauchen? Ist nicht das Wasserbedürfnis beispielsweise bei hydraulischen Kalken sehr schwierig zu treffen? Bei zu vielem Wasserzusatz löst der Kalk zu spät nach und bei zu wenig Wasserzusatz wird der Kalk sofort fest; abgesehen von dem Treiben, welches unmittelbar vom richtigen Löschen abhängt. Soll der Mörtel auf der Baustelle mit der Hand oder mit der Maschine durchgemischt werden? Letzteres wäre doch notwendig, aber kostspielig.

Hr. Prof. Gary erwähnt dann den Trockenmörtel aus gewöhnlichem Weißkalk, einen Weg, wie ihn die Kalksandstein-Industrie gewiesen hat. Dieser Trockenmörtel kann wirtschaftlich doch nur so hergestellt werden, daß der Sand in inniger feuchter Mischung mit dem Kalk in Silos etwa 24 Stunden gelagert wird, um in dieser Zeit den Löschprozeß durchzumachen. Dieses Mörtelgemisch wird nun auf die Baustelle gefahren, ist also schon mindestens 24 Stunden alter Mörtel, dessen innere Veränderungen,

vorzeitige teilweise Abbindungen usw. man nicht kennt. Noch schlimmer stellt sich der Uebelstand, wenn in Großstädten der Mörtelbedarf infolge von schlechtem Wetter plötzlich schnell abnimmt. Die Silos sind voll und warten auf Entleerung. Der Mörtel wird also 48 Stunden, ja drei Tage alt. Soll dieser Trockenmörtel immer noch als guter frischer Mörtel bezeichnet werden und kann die Behörde solchen Mörtel zulassen? Wie ganz anders verhält es sich da mit dem Maschinen-Naßmörtel. Derselbe wird nur bei sofortigem Bedarf hergestellt und frisch zur Baustelle gefahren; denn der in Gruben gelöschte und gesammelte Kalk gewinnt durch Alter nur an Güte und der für sich lagernde Sand kommt erst kurz vor dem Gebrauch mit dem Kalk in Berührung. Die Bauten erhalten also täglich, ja stündlich frischen kellengerechten Mörtel, der aus altem abgelagerten und durch das Löschverfahren gereinigtem Kalk besteht. Was der gepulverte Kalk für Teile enthält, das weiß, wie schon oben gesagt, selbst nicht der Hersteller.

Aber auch die Verwendung von Trockenmörtel an der Baustelle müßte vom gesundheitlichen Standpunkt aus polizeilich verboten werden und dies wird auch geschehen. Denke man sich nur den Mörtel in kaum feuchtem Zustande; denn er gelangt ja ohne Wasser an die Baustelle, über einen Sonntag bei heißem Wetter lagern; er wird knochentrocken werden, denn wenn man ihn am Sonnabend/Abend anfeuchten wollte, dürfte er Montags früh nicht zu verwerten sein, da er abgeunden hat. Dieses trockene Gemisch mit feinstem Kalkstaub wird durch einen Windstoß über die Straße in die Nachbarschaft getragen und wirkt außer der Stauberregung noch durch den feinen Kalkstaub gesundheitsschädlich; wie würde sich das Bild einer Straße in sauberen Städten beim Aufführen eines Neubaus zum Nachteil ändern, wenn solche Mörtel zugelassen werden.

Es werden in letzter Zeit in Berlin Trockenmörtel versuchsweise angeboten, die billiger wie der jetzige Naßmörtel sein sollen und eine Erhärtung zeigen sollen, die geradezu erstaunlich wirkt; also billiger und besser ist hier die Lösung. Daß dieses nicht zutreffen kann, leuchtet auf den ersten Blick ein, denn auch Prof. Gary, der gern den Mörtel verbessern will, rechnet vor, daß der Mörtel bei einigem Zementzusatz, er sagt, 1<sup>hl</sup> Kalkmörtel 1:4 + 5<sup>l</sup> Zement, etwa 4 M. für jeden cbm mehr kosten soll, und hält diesen Mehrpreis für durchaus nicht zu hoch.

Für die Mörtelindustrie würde allerdings die Fabrikation von Trockenmörtel oder halbfeuchtem Mörtel günstiger sein, denn die Mörtelfabriken würden bei den bisherigen Lieferungsgepflogenheiten nach Raummeter zu liefern, für dasselbe Geld weniger Mörtel zu liefern brauchen als zur Jetztzeit, ganz abgesehen davon, daß auch der Transport ein leichter wäre. Die halbfeuchte oder trocken gelieferte Mörtelmenge, welche auf der Baustelle erst mit Wasser verarbeitungsfähig gemacht wird, gibt  $\frac{7}{10}$  bis  $\frac{8}{10}$  Mörtel. Es würde also der Verbraucher, solange der Mörtel noch nach Maß verkauft wird, zu einem Bau 0,2 bis 0,3 mal mehr Trockenmörtel gebrauchen, als vom jetzigen Feuchtmörtel und wird sich der billiger angebotene Trockenmörtel zu guterletzt teurer stellen als der Naßmörtel, ganz abgesehen von den Kosten, welche dem Verbraucher durch das Heranschaffen von Wasser und durch die zeitraubende Durcharbeitung entstehen.

Es wird also der bisher verwendete und erprobte Kalkmörtel wie bisher seinen guten Ruf bewahren. —

erbaut sind. Zur Herstellung dieses Bauwerkes waren rd. 13600 cbm Beton erforderlich, wozu 320 Waggon Zement, 1480 Waggon Kiessand und 1700 Waggon Steinschlag notwendig waren. Zur Armierung fanden 600 t Eisen einschl. der 130 t Eisenkonstruktion für den Zugring Verwendung. Die Gerüste erforderten einen Aufwand von rd. 3000 cbm Holz. Um die Massen in der verhältnismäßig kurz bemessenen Bauzeit bewältigen zu können, fanden maschinelle Einrichtungen im weitestgehendem Maße Verwendung. Zum Hochtransport der Materialien, Hölzer und Eisen war eine Kabelkrananlage angelegt worden, die aus einem 52 m hohen in der Mitte der Kuppel errichteten Turm und zwei 14 m hohen, auf einer um diesen Turm mit 100 m Halbmesser gebauten Gleisanlage fahrbaren, Türmen bestand. Zwischen den Köpfen der Türme waren Drahtseile gespannt, auf welchen die Laufkatzen liefen, sodaß jeder Punkt des Bauwerkes mit dieser Anlage bestrichen werden konnte. Auch sonst fanden maschinelle Anlagen wie Kompressoranlagen zur Preßluftstumpfung, elektrisch betriebene Kreis- und Bandsägen usw. reichlich Verwendung. Dadurch war es der ausführenden Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. (Dresden) möglich, die Halle 6 Wochen vor der vertraglichen Frist der Baubehörde zu übergeben.

Am 19. Dezember v. Js. erfolgte in Gegenwart von Vertretern der städt. Behörden in feierlicher Weise die

### Vermischtes.

**Vom Bau der Ausstellungs- und Festhalle zu Breslau.**  
Auf dem Gelände der alten Scheitniger Rennbahn erbaut die Stadt Breslau eine Anlage, welche die für 1913 geplante retrospektive Ausstellung sowie eine Gartenbau-Ausstellung aufnehmen soll. Den Mittelpunkt der gesamten Anlage bildet die Festhalle, die rd. 10 000 Besuchern Platz bietet und zu Theater-Aufführungen, Konzerten und Versammlungen dienen soll. Die Kosten belaufen sich auf rd. 2 Mill. M. Die Festhalle stellt sich dar als ein Kuppelbau von 65 m lichtigem Durchmesser, der vollkommen in Eisenbeton hergestellt ist und alle bisherigen massiven Konstruktionen weit hinter sich läßt. Ueber einem rund 17 m hohen Unterbau wölbt sich die eigentliche Kuppel, die selbst wieder eine Höhe von 18 m besitzt. Den oberen Abschluß der Kuppel bildet eine Laterne von 14,4 m lichtigem Durchmesser und 6 m Höhe. Die Gesamthöhe der Kuppel von Fußboden bis Oberkante Laterne beträgt 41 m. Dem gegenüber stehen die bisher ausgeführten Massivkonstruktionen, von denen als die bekanntesten die Kuppel der Peterskirche in Rom mit 44 m und die des römischen Pantheons mit 40 m Durchmesser erwähnt seien. Aus neuerer Zeit sei die Kuppel des Passage-Kaufhauses in Berlin mit 30 m und die Kuppel der Klosterkirche St. Blasien mit 34 m angeführt, welche letztere ebenfalls in Eisenbeton

Ausrüstung der letzten Tragstützen, sodaß sich die Kuppel nun völlig frei trägt. Wie bereits beim Ausrüsten des Unterbaues vor einigen Monaten, so wurden auch diesmal zahlreiche Feinmeßinstrumente angebracht, welche die Senkungen der Kuppel sowie des Unterbaues und die wagrechten Verschiebungen des Kuppelzugringes auf dem Unterbau anzeigen sollten. Der Kuppeldruckring, also der Scheitel, hat sich um 15 mm, die 41 m weiten Hauptbogen des Unterbaues haben sich um 5 mm gesenkt, während der Durchmesser des 65 m weiten Kuppelzugringes sich um 9 mm vergrößert hat, in sehr guter Übereinstimmung mit der Berechnung. Diese Bewegungen konnten dank der gewählten besonderen Auflagerung der Kuppel auf dem Unterbau mittels 32 Stahlrollenlagern keinerlei ungünstige Beanspruchungen im Unterbau hervorrufen und haben somit die Zweckmäßigkeit der Lagerung, wie von vornherein feststand, auch bestätigt. Besondere Beachtung ist während der ganzen Bauzeit auch den unvermeidlichen Bewegungen der Fundamente gewidmet worden. Insgesamt haben sich die Fundamente bisher um 6 bis 10 mm gesenkt, also um an sich geringe Maße, zudem

sind die Senkungen so gleichmäßig verteilt, daß sie keinerlei ungünstige Einwirkungen auf das Bauwerk ausüben können.

Das Bauwerk wurde der Stadtverwaltung durch den techn. Dir. der Firma, Dr.-Ing. Gehler, mit einer kurzen Ansprache übergeben, von Ob.-Brgmstr. Matting dann mit Worten des Dankes an die Firma Dyckerhoff & Widmann, sowie alle Ingenieure, Beamte und Arbeiter für die hervorragende Bauleistung übernommen. Er betonte, daß in diesem Werk ein Baudenkmal geschaffen sei, auf das noch viele Generationen bewundernd blicken würden. Redner gab ferner seiner Genugtuung darüber Ausdruck, daß die Zahl der Unfälle im Verhältnis zur Größe und der Eigenartigkeit der Ausführung glücklicherweise gering geblieben sei. —

Inhalt: Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück. — Mitteilungen über Versuche des Eisenbeton-Ausschusses des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins. — Neuzeitliche Mörtel. — Vermischtes. — Deutscher Beton-Verein (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eisele in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

## Deutscher Beton-Verein (E. V.)

### Tagesordnung für die 16. Hauptversammlung

am 13. bis 15. Februar 1913 von vormittags 10 Uhr ab im Kaisersaal des „Rheingold“, Berlin W., Eingang: Bellevuestr. 20.

1. Tag, Donnerstag, den 13. Februar 1913. Innere Angelegenheiten des Vereins (nur für Mitglieder).

1. Jahresbericht des Vorstandes. (Geschäftlicher Teil). 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes. 3. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. (Es scheiden aus die Hrn.: Brenzinger, Postbrt. a. D. R. Kux, B. Liebold.) 4. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Hrn. Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler). 5. Vorlage des Voranschlags für 1913. 6. Antrag des Vorstandes auf Änderung der Satzungen: (§ 1, Abs. 3 erhält den Zusatz: „d. Ehrenmitgliedern.“ § 3, Abs. 2 erhält folgende Fassung: „durch freiwilligen Austritt; die Abmeldung kann nur auf Schluß des Vereinsjahres durch Einschreibebrief erfolgen und muß bis spätestens 1. Oktober im Besitze des Vorsitzenden sein.“ Im § 4, Abs. 1 sind zu streichen in der vorletzten Zeile: „, ersten Beamten.“ § 4, Abs. 3 erhält folgende Fassung: „Vertretung durch ein anderes Mitglied ist unzulässig.“ § 7, Abs. 8, 1. Satz erhält folgende Fassung: „Den Vorsitz in den Versammlungen führt der Vorsitzende des Vorstandes oder ein Stellvertreter oder bei Abwesenheit beider Stellvertreter das an Jahren älteste Mitglied des Vorstandes.“ 7. Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses. 8. Bericht des Röhren- und Kunststein-Ausschusses. Zu 7 und 8 Berichterstatter Hr. Langelott. 9. Vortrag des Hrn. J. W. Roth-Neugersdorf über: „Arbeitnehmer- und Arbeitgeber-Organisation“. 10. Bericht über die Versuche mit Kontrollbalken. 11. Bericht des Betonrunden-Ausschusses. 12. Bericht der Hochöfenschlacken-Kommission. Zu 10—12 Berichterstatter Hr. Reg.-Bmstr. Petry. 13. Beschlußfassung über die Abhaltung einer Wanderversammlung. 14. Bericht des Vorstandes über verschiedene geschäftliche Angelegenheiten. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

2. und 3. Tag, Freitag, den 14. und Sonnabend, den 15. Februar 1913.

Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.

1. Jahresbericht des Vorstandes. (Allgem. Teil). 2. Bericht des Röhren- und Kunststein-Ausschusses, Berichterstatter Hr. Langelott. 3. Mitteilungen: a) über die im Auftrag des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ ausgeführten Versuche mit Beton und Eisenbeton, b) über die Arbeiten des Moor-Ausschusses. Berichterstatter Hr. Reg.-Bmstr. Petry. 4. Bericht über die Internat. Bauausstellung mit Sonderausstellungen Leipzig 1913. Berichterstatter Hr. Rud. Wolle. 5. Bericht über das Schiedsgerichtswesen, Berichterstatter Hr. Kreisrat Dr. Kranzbühler. 6. Vortrag des Hrn. Geh. Reg.-Rat Prof. Rudeloff-Berlin-Lichterfelde über: „Im vergangenen Jahre ausgeführte Versuche mit Säulen“. (Mit Lichtbildern.) 7. Vortrag des Hrn. Prof. Gary, Berlin-Lichterfelde über: „Hauptergebnisse der fünfjährigen Proben über das Haften und Rosten von Eisen im Mauerwerk“. (Mit Lichtbildern.) 8. Vortrag der Hrn. Stadtbauinsp. Dr.-Ing. Trauer-Breslau und Reg.-Bmstr. a. D. Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden über: „Festhalle in Breslau“. (Mit Lichtbildern.) 9. Vortrag des Hrn. Rud. Christiani-Hamburg über: „Eisenbeton-Kaimauern der norddeutschen Seehäfen“. (Mit Lichtbildern.) 10. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Ernst Mautner der Fa. Dücker & Co., Düsseldorf über: „Pumpwerk der alten Emscher“. (Mit Lichtbildern.) 11. Vortrag des Hrn. Dr.-Ing. Müller der Fa. Hüser & Co., Oberkassel über: „Bau eines Schwimmbeckens in Gladbeck“. (Mit Lichtbildern.) 12. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Friedländer der Fa. Brenzinger & Co., Freiburg über: „Interessante, neuartige Brückenbauten mit Auslegern“. (Mit Lichtbildern.) 13. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Hart der Fa. A.-G. für Beton- und Monierbau, Berlin über: „Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems-Weser-Kanals“. (Mit Lichtbildern.) 14. Vortrag der Fa. Wayss & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. H. über: „Rekonstruktionsarbeiten an weitgespannten Brücken“. (Mit Lichtbildern.) 15. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Eisenbeton-Erzeugnisse. a) Versuche mit netzlosen Gitterträgern als Bewehrung für Eisenbeton. (Mit Lichtbildern.) Referent Hr. Priv.-Doz. Dr.-Ing. A. Kleinlogel in Darmstadt. b) Neue Bauweise bei Fabrikschornsteinen aus Eisenbeton. (Mit Lichtbildern.) Referent Hr. Ing. F. Möhl, Kopenhagen. 16. Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbetonbauten und Zementwaren gemacht? a) Bericht über Bauunfälle, Berichterstatter Hr. Reg.-Bmstr. Petry. b) Verhalten der Beton- und Eisenbetonbauten bei Erdbeben. c) Explosionssicherheit der Beton- und Eisenbetonbauten. 17. Erledigung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen.

Es wird Gelegenheit gegeben, zu technischen und anderen Fragen Mitteilung zu machen.

Die Teilnehmer an der Versammlung werden darauf aufmerksam gemacht, daß im Versammlungslokal ein Fragekasten aufgestellt ist, in welchen Fragen schriftlich niedergelegt werden können, die gegen Schluß der Versammlung zur Verlesung kommen. — (Der Bericht über die XV. Hauptversammlung ist im Verlag der Tonindustriezeitung, Berlin, erschienen und zum Preise von 5 M. erhältlich.)

Oberkassel (Siegkreis), den 23. Dezember 1912.

Für den Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) Alfred Hüser, Vorsitzender.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO. 2.

### Geschäftshaus der Firma D. Scheier in Glogau.

Architekt: Stadtbaurat W. Wagner in Glogau. Hierzu die Abbildungen Seite 11, 12 und 13.



Glogau ist im Jahre 1911 um einen Geschäftshausneubau bereichert worden, der ein beachtenswertes Beispiel bietet für den Umbau eines alten Warenhauses unter schwierigen Verhältnissen zu einem praktisch und ästhetisch befriedigenden einheitlichen Bau unter weitgehender Benutzung von Beton und Eisenbeton als Baumaterial.

Als Kreisstadt hatte Glogau schon in den vergangenen letzten Jahrzehnten ein sehr reges Geschäftsleben aufzuweisen, das sich in neuester Zeit, besonders aber nachdem die beengenden Festungswälle geschleift worden sind und sich demgemäß die Stadt bedeutend vergrößern und erweitern konnte, noch ganz erheblich gesteigert hat. Ende des vorigen Jahrhunderts nun, in einer Zeit, da die Baukunst tief darniederlag, entstand das alte wenig ansprechende Geschäftshaus der Firma D. Scheier, dessen Abbildung als Gegenstück zu dem Neubau hier beigelegt (Abbildung 1, S. 11) ist. Im Laufe der Jahre, besonders etwa der letzten zehn, war nun der Geschäftsbetrieb dieses Hauses so außerordentlich gewachsen, daß die alten Räumlichkeiten, trotz vieler kleinerer Umbauten, die inzwischen gelegentlich notwendig geworden waren, nicht mehr ausreichten. Man entschloß sich daher zu einem durchgreifenden Um- und Erweiterungsbau unter Hinzuziehung zweier benachbarter Grundstücke. Auf diesem, in der Form nicht gerade günstigen Grundstück (vergl. Abb. 2, S. 11), entstand nach den Entwürfen des Hrn. Stadtbrt. Wagner und unter voller Aufrechterhaltung des Geschäftsbetriebes während des Baues, das neue Geschäftshaus, das in Bezug auf Zweckmäßigkeit allen gestellten Anforderungen entspricht und innerlich wie äußerlich trotz aller Einfachheit einen gediegenen Eindruck macht.



Abbildung 9. Blick in den Repräsentations-Raum.  
(Gesamte Konstruktion, auch der Säulen, in Eisenbeton.)

Aus Sparsamkeitsgründen sind nach Möglichkeit die alten Pfeiler und Mauern erhalten geblieben. An die alten Frontpfeiler ist Beton angestampft worden. Der neue Teil des Gebäudes ist dagegen ganz in Beton und Eisenbeton hergestellt worden.

Trotz der vieleckigen Form des Grundstückes, das nirgends einen rechten Winkel aufweist, ist es gelungen, ein ganz einheitliches und übersichtliches Bauwerk zu schaffen mit einer durchgehenden Mittel-

Vom Markt kommend, gelangt man in die Mälz-Straße und geht unmittelbar auf das Hauptportal (vergl. Abb. 8, S. 13) zu, das geradezu in den gut beleuchteten stimmungsvollen Repräsentationsraum (Abb. 9, S. 9) führt, der durch zwei Geschosse reicht. Von dem üblichen durch das ganze Gebäude reichenden Lichthof ist hier mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringe Grundfläche abgesehen worden, denn nur bei großen Abmessungen wirkt ein solcher Lichthof harmonisch.

Durch diese zweigeschossige Halle wird den an derselben gelegenen Geschäftsräumen das erforderliche Licht in gleichmäßiger Weise zugeführt. Der Repräsentationsraum ist von einer Kuppel aus Eisenbeton überdeckt, die von Säulen aus dem gleichen Material getragen wird. Die Innenwirkung ist durch plastische Malerei noch gesteigert worden.

Von diesem Raum gelangt man über eine breite Treppe in das erste Stockwerk. An den Repräsentationsraum anschließend, liegt erkerartig eingebaut auf halber Höhe der Treppe das Zimmer des Chefs, der von hier aus, dank der glücklichen Lage dieses Raumes, den Hauptgeschäftsbetrieb sowohl im Warenhaus selbst,

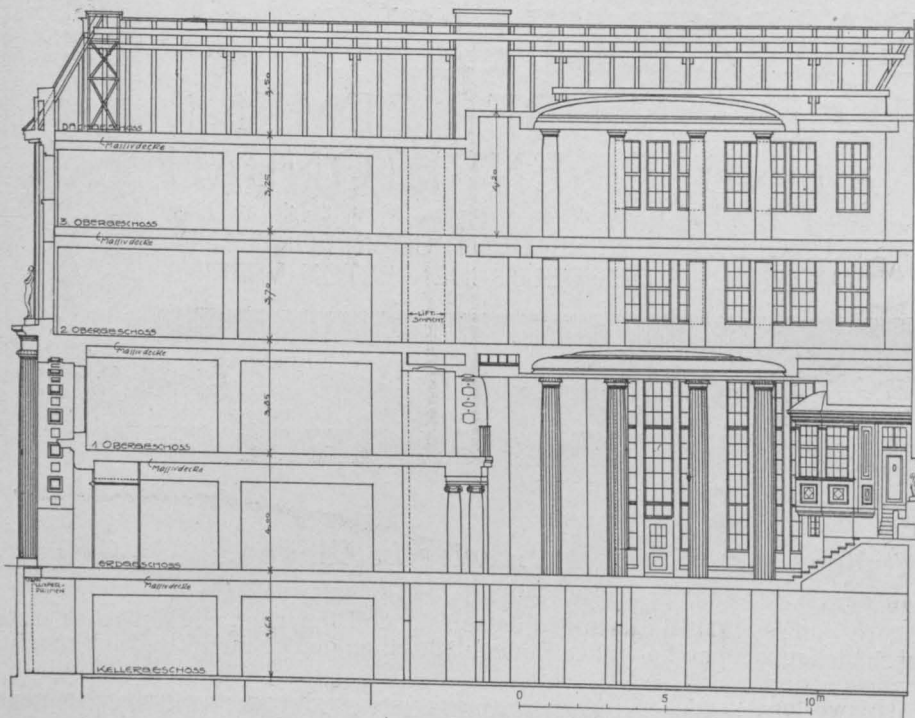


Abbildung 4. Querschnitt a-b.

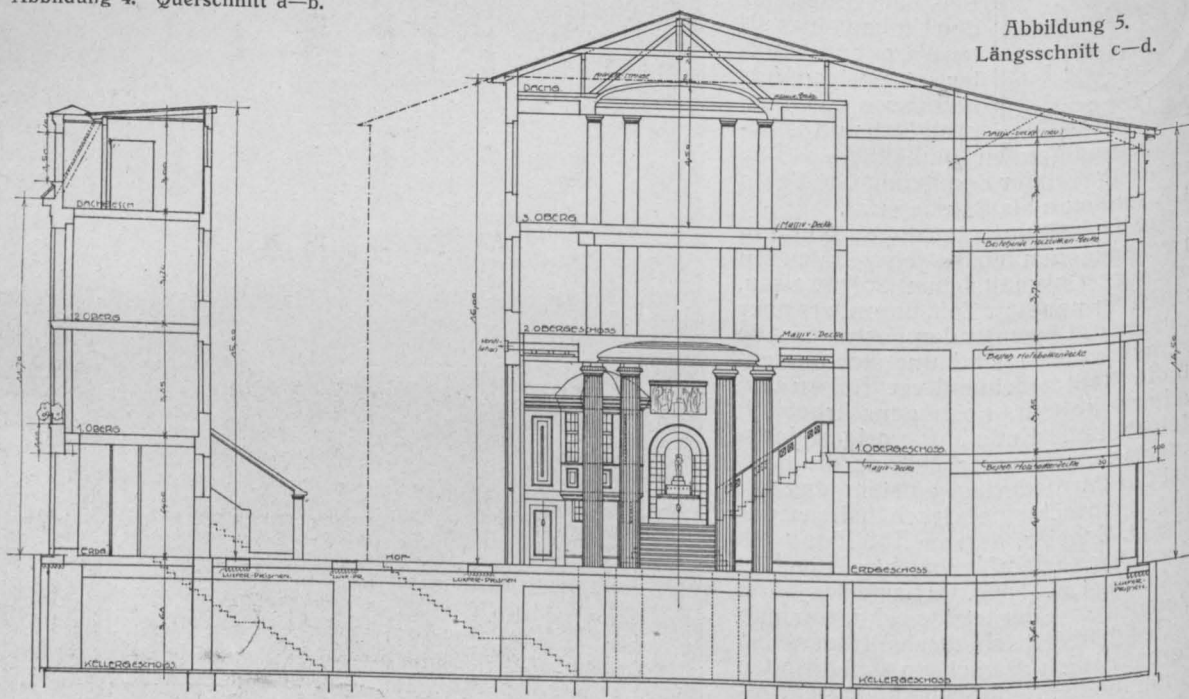


Abbildung 5. Längsschnitt c-d.

achse. (Vergleiche den Grundriß, Abbildung 3, und die Schnitte, Abbildung 4 und 5).

Das Gebäude hat eine sehr bevorzugte Lage in der Stadt. Es liegt an der Gabelung der breiten Mälz-Straße in die Grützner-Straße und Hospital-Straße. Es bildet gewissermaßen den Abschluß der Mälz-Straße. Der Architekt hat auf jegliche Aufbauten und Giebel verzichtet und auf eine strenge Gliederung des Baues und gute Lichtzuführung, wie auch äußerlich ersichtlich, Wert gelegt (vergl. die Ansicht der Hauptfassade Abbildung 6, S. 12, und der Seitenfassade Abbildung 7, S. 13).

als auch den ganzen Packhof übersehen kann.

Neben Zweckmäßigkeit in der Lage der Räume und ihrer Verbindung zueinander, zeichnet sich der Bau auch hinsichtlich der Beleuchtung, die in einem großen Geschäftshause eine wichtige Rolle spielt, dadurch aus, daß in keinem Räume des Gebäudes die Notwendigkeit besteht, bei Tage künstliches Licht anzuwenden.

Die Betonbauweise ist auch äußerlich als solch klar zum Ausdruck gebracht. Die Gesimse und einfachen Profile sind in Gipsformen an Ort und Stelle im Zusammenhang mit den Pfeilern gestampft. Die



oberen Endigungen der Frontpfeiler sind als Bossen stehen geblieben und nach einem besonderen Modell vom Bildhauer ausgearbeitet worden. Das Material der Sockel und der Säulen des Hauptportales ist dagegen Porphyr. (Vgl. Abbildung 8, S. 13).

Die Eisenbetonarbeiten wurden von der nicht mehr bestehenden Lolat-Baugesellschaft-Glogau ausgeführt. Sie bieten inbezug auf Spannweite und Durchbildung nichts wesentlich Neues, sodaß auf ein näheres Eingehen verzichtet werden kann. —

## Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück.

Von Dipl.-Ing. Hans Kina, Ingenieur der Eisenbetonbau-Unternehmung Paul Kossel & Cie. in Bremen. (Schluß).



ezüglich der statischen Berechnung sei Folgendes bemerkt: Der Hallenbinder wurde als dreifach statisch unbestimmtes System berechnet, dessen Schema in Abbildung 11a, Seite 14, dargestellt ist. Die Fußpunkte der vier Stiele sind als unverschiebliche Gelenke angenommen und außerdem sind in den Punkten  $G$  und  $G_1$  Gelenke angeordnet. Demnach würde der Binder in drei einzelne Rahmen zerfallen, von denen jedoch der mittlere auf nachgiebige Stützen gelagert ist, weshalb es vorgezogen wurde, die ganze Rahmen-Konstruktion als einheitliches Gebilde zu berechnen. Die Ermittlung der Ueberzähligen erfolgte mit Hilfe der Elastizitätsgleichungen. Die Untersuchung wurde getrennt durchgeführt für die drei Belastungsfälle: a. Lotrechte Belastung, b. Windangriff, c. Temperatur-Einfluß.

Dabei wurden vorerst folgende vereinfachende Annahmen gemacht:

1. Der Stabquerschnitt bleibt über den ganzen Binder konstant, weshalb das Eigengewicht als gleichmäßig verteilte Last zu betrachten ist und das Trägheitsmoment als unveränderliche Größe gilt.

2. Der Einfluß der Achsial- und Querkraft auf die Formänderung des Stabzuges wird vernachlässigt.

3. Die Widerlager gelten als durchaus unnachgiebig.

4. Die Gelenke sind als vollkommen reibungslos gedacht.

Zur Erstellung des statischen Grundfalles wurden unter Beibehaltung des rechten äußeren Auflagergelenkes die drei übrigen in Rollenlager verwandelt, sodaß sich als überzählige Größen die Horizontalschübe der Auflagerpunkte 1, 2 und 3 ergeben, welche mit  $X_1$ ,  $X_2$  und  $X_3$  bezeichnet werden sollen. Der so erzielte Grundfall ist in Abb. 12, S. 14, dargestellt.

### a. Untersuchung für lotrechte Belastung.

Esgelangen die Auflagerdrucke der Dachbalken, sowie das Eigengewicht des Binders zur Wirkung; das Belastungsschema ist in Abbildung 11a dargestellt. Da die ganze Anordnung des Systems symmetrisch ist, ergibt sich für diesen Fall zweifache statische Unbestimmtheit\*). Zur Ermittlung der Horizontalschübe dienen die folgenden 3 Gleichungen, welche aus der Unnachgiebigkeit der Auflager folgen:

$$X_1 \cdot \delta_{11} + X_2 \cdot \delta_{12} + X_3 \cdot \delta_{13} = \Sigma P \cdot \delta_{1n}$$

$$X_1 \cdot \delta_{21} + X_2 \cdot \delta_{22} + X_3 \cdot \delta_{23} = \Sigma P \cdot \delta_{2n}$$

$$X_1 \cdot \delta_{31} + X_2 \cdot \delta_{32} + X_3 \cdot \delta_{33} = \Sigma P \cdot \delta_{3n}$$

wobei die allgemein üblichen Bezeichnungen gelten. Die Bestimmung der Koeffizienten dieser Gleichungen geschah zum Teil graphisch, zum Teil rechnerisch und soll

\*) Zur Kontrolle der Rechnung wurden alle 3 Ueberzähligen berechnet, wobei sich für die symmetrischen Größen entgegen gesetzte gleiche Werte ergeben mußten.

25. Januar 1913.

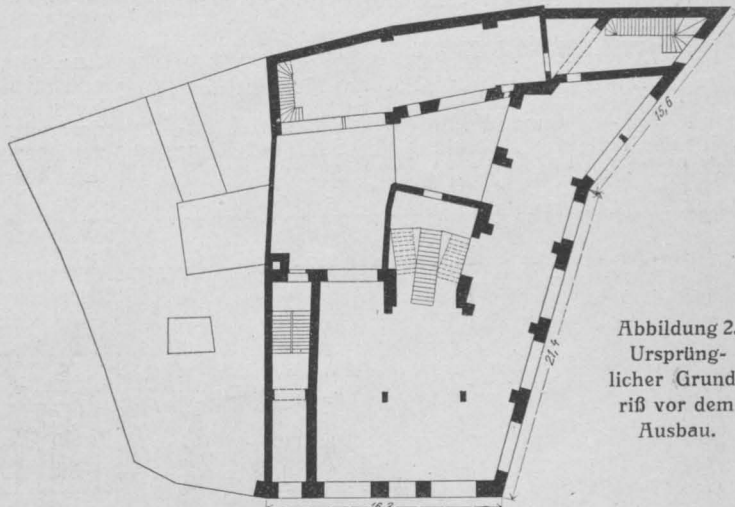


Abbildung 2. Ursprünglicher Grundriß vor dem Ausbau.

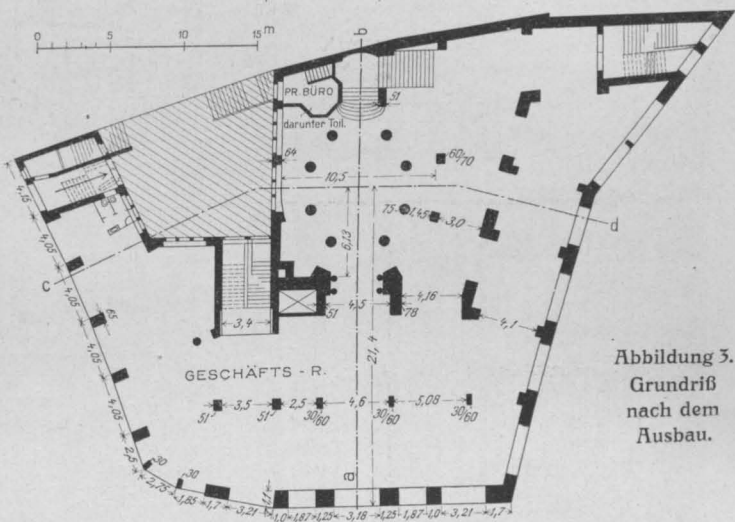


Abbildung 3. Grundriß nach dem Ausbau.



Abbildung 1. Ansicht des alten Hauses.

Geschäftshaus der Firma D. Scheier in Glogau. Arch.: Stdtbrt. Wagner in Glogau.

in Folgendem im Grundgedanken wiedergegeben werden: 1.)  $\delta_{11}$ . Dieser Koeffizient stellt die  $EJ$ -fache Verschiebung des Lagerpunktes 1 im Grundfall zufolge Einwirkung der Kraft  $X_1 = -1$  dar, und ist zu rechnen aus  $\delta_{11} = \int M_1^2 ds$ , wobei  $M_1$  das Moment für den „Zustand  $X_1 = -1$ “ bedeu-

tet. Der Momentenverlauf für diesen Belastungsfall ist in Abb. 13a, S. 14, dargestellt. Demzufolge rechnete sich  $\delta_{11}$  bei Zerlegung der Momentenfläche in einzelne Lamellen nach den Formeln, welche Müller-Breslau in der „Graph. Statik“ im II. Band, 2. Abt., 1908 S. 100 u. ff. entwickelt. Unter Hinweglassung der Zwischenrechnungen seien hier bloß die Ergebnisse dieser Ermittlungen angeführt. Es ergab sich  $\delta_{11} = 249,18$ . (Ueber die Dimension der Werte für  $\delta$  sei hier bemerkt, daß sich dieselbe zu  $\text{tm}^3$  ergibt, da ja  $\delta$ , durch  $EJ$  dividiert, eine Durchbiegung, also eine Länge darstellt.)

2.)  $\delta_{12} = \delta_{21}$  wird in analoger Weise erhalten, indem  $\delta_{12} = \int M_1 \cdot M_2 ds$ . Hierin ist  $M_1$  das Moment aus „Zustand  $X_1 = -1$ “ und  $M_2$  das aus „Zustand  $X_2 = -1$ “, wofür der Verlauf in Abbildung 14a, S. 14, gezeichnet ist. Dabei folgt  $\delta_{12} = \delta_{21} = 186,22$ .

gliedes von der Form  $\sum P \delta_n$ . Wird zur Ermittlung von  $\sum P \delta_{1n}$  die Momentenfläche für den Zustand  $X_1 = -1$  als Belastung auf den Grundfall gebracht und für diesen Belastungszustand die Momentenlinie konstruiert (siehe Abbildung 13b), so ist diese die im  $EJ$ -fachen Maßstab verzerrte Biegelinie und kann unmittelbar als Einflußlinie für das Absolutglied verwendet werden. Denn mißt man die Ordinate  $\eta$  dieser Linie am Angriffspunkt einer Last  $P$ , so ist das Produkt  $P \cdot \eta$  der Beitragswert der Last  $P$  zur wagrechten Verschiebung des Punktes 1, da  $\eta$  nach dem Satz der Gegenseitigkeit der Verschiebungen sowohl einerseits die lotrechte Verschiebung des Angriffspunktes von  $P$  zufolge  $X_1 = -1$  als auch andererseits die wagrechte Verschiebung des Angriffspunktes von  $X_1$  zufolge  $P = 1$  darstellt. Auf diese Weise werden die Beiträge der Einzellasten zur Verschiebung des Punktes 1 aus der Biegelinie bestimmt. Der Einfluß des Eigengewichtes als einer



Abbildung 6. Ansicht der Hauptfassade.  
Geschäftshaus der Firma D. Scheier in Glogau. Architekt: Stadtbaurat W. Wagner in Glogau.

3.)  $\delta_{13} = \delta_{31}$  ergibt sich aus der Kombination der Momentenflächen für „Zustand  $X_1 = -1$ “ und „Zustand  $X_3 = -1$ “, dessen Momentenverlauf Abbildung 15a, S. 15, zeigt, es ist  $\delta_{13} = \delta_{31} = 62,71$ .

4.)  $\delta_{23} = \delta_{32}$ . Weil die Teile I und II keinen Beitrag liefern und die Momentenfläche im Teil III zufolge  $X_2 = -1$  gleich ist derjenigen zufolge  $X_1 = -1$ , ergibt sich, daß  $\delta_{13} = \delta_{23}$  sein muß, also  $\delta_{23} = \delta_{32} = 62,71$ .

5.)  $\delta_{22} = \int M_2^2 ds$  unterscheidet sich von  $\delta_{11}$  nur in Teil I, und es ergab sich:  $\delta_{22} = 330,07$ .

6.)  $\delta_{33} = \int M_3^2 ds$ . In den Teilen I und II tritt zufolge  $X_3 = -1$  kein Moment auf, also liefert bloß Teil III diesen Wert:  $\delta_{33} = 205,22$ .

Damit wären die Koeffizienten der Unbekannten bestimmt, und es erübrigt noch die Ermittlung des Absolut-

gleichmäßig verteilten Belastung ergibt sich analog als Produkt der Last für 1 lfd. m und der Fläche der Durchbiegungen. In gleicher Weise wurde die Biegelinie des Zustandes  $X_2 = -1$  (Abbildung 14b) und  $X_3 = -1$  (Abbildung 15b) zur Bestimmung der Werte  $\sum P \delta_{2n}$  und  $\sum P \delta_{3n}$  herangezogen, und es ergaben sich daraus die Werte:  $\sum P \delta_{1n} = 2366524$ ,  $\sum P \delta_{2n} = 2234151$  und  $\sum P \delta_{3n} = 132287$ . Die gefundenen Werte können ebenso wie die  $X$ -Koeffizienten durch Kombination der Momentenfläche für die äußere Belastung des Grundfalles (siehe Abbildung 11b) mit den bezüglichen Momentenflächen der Zustände  $X_1 = -1$  usw. gerechnet werden, welche Art der Ermittlung bei ruhenden Lasten rascher zum Ziele führt.

Nunmehr können die Bestimmungsgleichungen für die Ueberzähligen angesetzt, und daraus die gesuchten Werte der Horizontalschube gerechnet werden; wir haben die 3 Gleichungen:



$$\begin{aligned} 249,18 X_1 + 186,22 X_2 + 62,71 X_3 &= 2\,366\,524 \\ 186,22 X_1 + 330,07 X_2 + 62,71 X_3 &= 2\,234\,151 \\ 62,71 X_1 + 62,71 X_2 + 205,22 X_3 &= 132\,287 \end{aligned}$$

und deren Lösungen sind:

$X_1 = 8\,185 \text{ kg}$ ,  $X_2 = 2\,670 \text{ kg}$ ,  $X_3 = -2\,670 \text{ kg}$   
die gesuchten Horizontalschube. Sind diese festgelegt, läßt sich sofort das Moment an jedem Punkt des Rahmens bestimmen, denn es ist:  $M = M - X_1 \cdot y_1 - X_2 \cdot y_2 - X_3 \cdot y_3$ , wobei  $M$  das Moment des statischen Grundfalles und die Werte  $y_1, y_2$  und  $y_3$  die Momente für  $X_1 = -1$  bzw.  $X_2 = -1$  und  $X_3 = -1$ . Den Momentenverlauf für lotrechte Belastung zeigt Abbildung 16, S. 15. \*)

Schließlich sind noch in bekannter Weise Achsialkraft und Normalkraft für jeden Querschnitt zu ermitteln.

## b. Untersuchung für Winddruck.

Es ändern sich hier in den aufgestellten Elastizitäts-Gleichungen nur die Absolutglieder, da ja die anderen Koeffizienten von der Belastung unabhängig sind. Zur Bestimmung der fehlenden Koeffizienten ist die Momentenfläche für den Grundfall bei Windanriff zunächst zu ermitteln. Sie ist in Abb. 17 gezeichnet, und dazu sei Folgendes bemerkt:

Der größten Binderentfernung entspricht bei einem Winddruck von  $150 \text{ kg/qm}$  eine Belastung von  $1225 \text{ kg/m}$ . Wird nun Teil I freigemacht, so muß einem Winddruck der Größe  $W_1 = 1225 \cdot 6,2 = 7600 \text{ kg}$  durch einen wagrechten Gelenkdruck in  $G$  das Gleichgewicht gehalten werden; hierbei entsteht ein Moment  $W_1 \cdot \frac{h_1}{2}$ , welches durch den lotrechten

Gegendruck der beweglichen Lager ausgeglichen werden muß. Da nun  $W_1 \cdot \frac{h_1}{2} = V_1 \cdot l_1$

sein muß, folgt die Größe von  $V_1 = 7600 \cdot \frac{6,2}{2 \cdot 4,55}$

$= 5170 \text{ kg}$ . Nun kann der Momentenverlauf bestimmt werden: für den linken Stiel kommt bloß der Beitrag der äußeren Kräfte in Betracht, diese liefern ein negatives Moment (gleich dem eines Kragträgers von der Höhe  $h_1$ ) dessen Verlauf durch eine Parabel dargestellt ist, deren Scheitel in  $A$  liegt und deren

größte Ordinate  $\frac{p \cdot h_1^2}{2} = \frac{1225 \cdot 6,2^2}{2} = 23\,550 \text{ kgm}$

ist. Für den Riegel hingegen liefert auch die Reaktion  $V_1$  einen Momentenbeitrag, welcher durch das Dreieck  $ACG$  dargestellt wird. Soll  $G$  selbst die Spitze dieser Fläche sein, so muß die Strecke  $CG$  ein Moment von  $23\,550 \text{ kgm}$  veranschaulichen, weshalb der Momentenmaßstab der Figur dementsprechend gewählt wurde (nämlich  $1 \text{ cm} \dots 1,9 \text{ tm}^{**}$ ). Das Vorzeichen dieses Momentes ist positiv zu nehmen, und das endgültige Moment des Riegels ist die algebraische Summe aus dem Beitrag der Windkräfte und aus dem von  $V_1$  (für Punkt  $a$  z. B. ist  $df = bc$  also  $ef = de - bc$ ).

Bei Freimachung von Teil II ist zu beachten, daß sowohl der Gelenkdruck, welchen Teil I bringt, als auch der Winddruck auf den Bogen selbst ( $W_2$ ) zur Wirkung kommen. Ähnlich wie bei Teil I entstehen die lotrechten

Drücke  $V_2 = \frac{W_2 \cdot h_2}{2 l_2}$  und für den linken

Stiel ist der Momentenverlauf wieder durch eine Parabel dargestellt ( $GM$ ), während für den Riegel hier drei Beiträge zu berücksichtigen sind, nämlich:

1. von  $W_1$ : Die Ordinate des betr. Punktes selbst (also für Punkt  $n$  die Strecke  $no$ ). Dabei ist wieder der Maßstab so gewählt, daß diese

\*) An dieser Stelle sei bemerkt, daß die Momente auch für die Riegel senkrecht zur Stabachse abgetragen wurden, während es folgerichtiger gewesen wäre, die Momente für die Stiele in wagrechter Richtung, und die der Riegel sämtlich lotrecht abzutragen.

\*\*) Anmerkung der Redaktion. Die Abbildungen sind hier alle in  $\frac{1}{3}$  der ursprünglichen Größe verkleinert. Die eingeschriebenen Maßgrößen sind demnach verfünffacht.

25. Januar 1913.

Strecke den Momentenwert darstellt ( $1 \text{ cm} \dots 3,8 \text{ tm}^{**}$ ).

2. von  $V_2$ : Das Dreieck  $GG_1E$  (für  $n$  die Strecke  $op$ ), wobei  $GE = W_2 \cdot h_2$  gemacht ist, schließlich



Abbildung 7 und 8. Seitenfassade (Neubau) und Haupteingang. Geschäftshaus der Firma D. Scheier in Glogau. Arch.: Stadtbdt. Wagner, Glogau.

3. von den Windkräften: Die Strecke  $qs$ .  
Macht man  $pr = qs$  so ist das Gesamtmoment durch die Strecke  $nr$  dargestellt.

Zu erwähnen ist noch, daß für die Punkte rechts vom Scheitel als Beiträge vom Winddruck nicht die Ordinaten der Parabel zu nehmen sind, sondern die der Linie  $MN$ , welche den Momentenverlauf zufolge der Mittelkraft  $W_2$

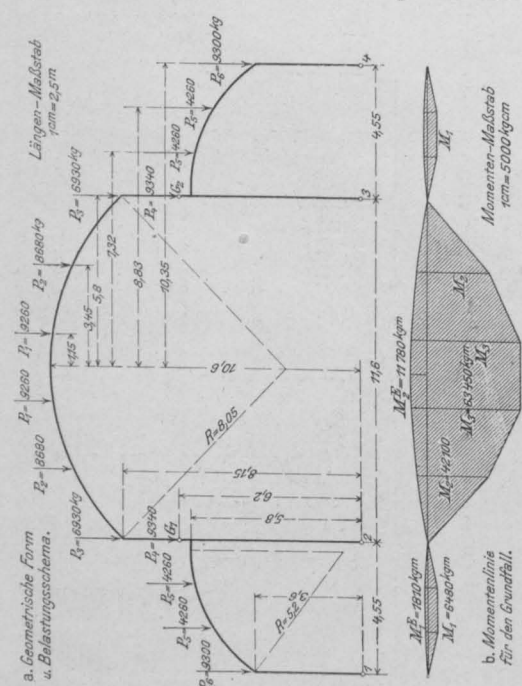


Abbildung 11.

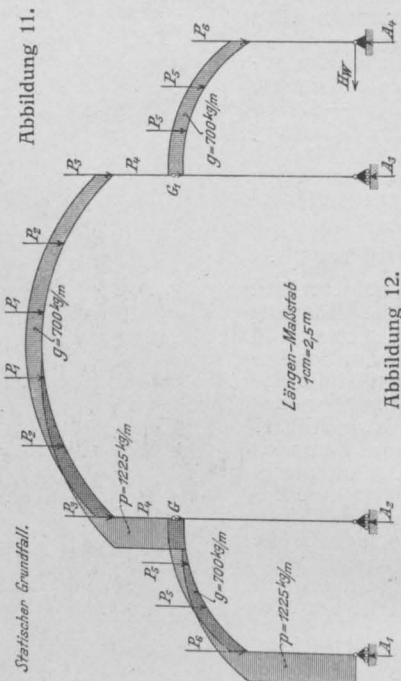


Abbildung 12.

### c. Untersuchung für Temperaturschwankungen.

Hier sind die Absolutglieder der Verschiebungen der bezüglichen Lagerpunkte gegenüber dem rechten Fixlager zufolge einer Temperatur-Zu- bzw. Abnahme. Sie haben die Form

$$\Delta l = E \cdot \epsilon \cdot t \cdot l \cdot J$$

Dabei ist:  
 $E$  der Elastizitätsmodul mit  $1500000$  kg/qcm,  
 $\epsilon$  der Ausdehnungskoeffizient mit  $\frac{1}{80000}$ ,

$t$  die Temperaturschwankung mit  $\pm 20^\circ$  angenommen;

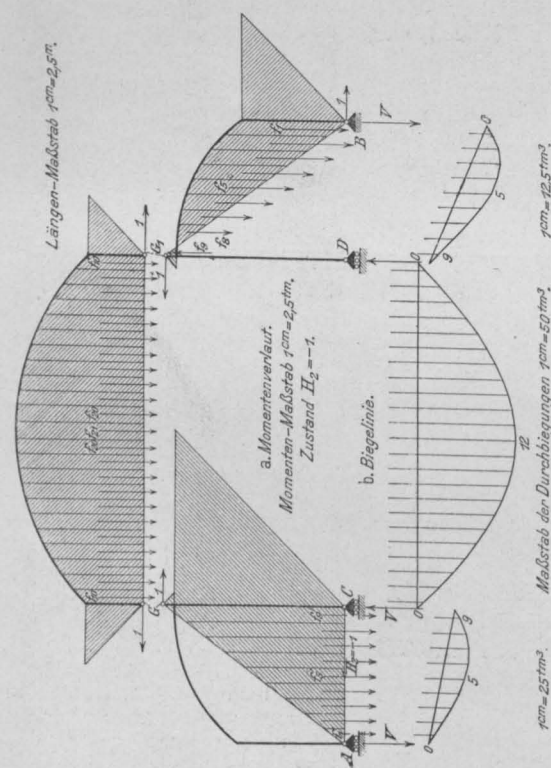
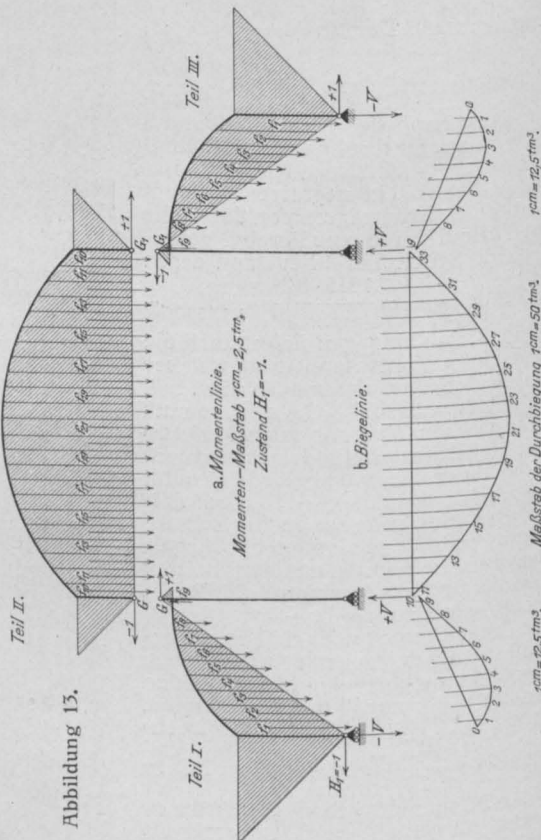


Abbildung 14.



Abbildungen 11—14. Statische Untersuchung der Hallenbinder.

der Winddrucke vorstellt. (Also für Punkt  $t_1$  gilt  $xz$ , während für Punkt  $t_2$  die Strecke  $xy$  die richtige ist.)

Auf Teil III wird  $W_1 + W_2$  im Gelenk  $G_1$  übertragen und die Momentenfläche ist die gleiche wie bei  $X_1 = +1$  unter Verwendung des geeigneten Maßstabes (1 cm .... 6,49 tm). Vergl. die Fußnote auf Seite 13\*\*).

Damit ist die Grundlage der Bestimmung der restlichen Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen gegeben und diese werden in gleicher Weise wie vorher durch Verbindung der eben gefundenen Momentenfläche für den Grundfall mit der des Zustandes  $X_1 = -1$  bzw.  $X_2 = -1$  und  $X_3 = -1$  erhalten, wobei sich ergibt:

$$\Sigma P\delta_{1n} = -2537,07; \Sigma P\delta_{2n} = -2399,66 \text{ und } \Sigma P\delta_{3n} = -804,90.$$

Somit erhält man aus den Gleichungen:

$$\begin{aligned} 249,18 X_1 + 186,22 X_2 + 62,71 X_3 &= -2537,07 \\ 186,22 X_1 + 330,07 X_2 + 62,71 X_3 &= -2399,66 \\ 62,71 X_1 + 62,71 X_2 + 205,22 X_3 &= -804,90 \end{aligned}$$

die Werte:

$$X_1 = -8092 \text{ kg, } X_2 = -2584 \text{ kg und } X_3 = -653 \text{ kg.}$$

Mit diesen Werten ergibt sich der Momentenverlauf zufolge Winddruck wie Abbildung 18 zeigt. Die hier errechneten Ergebnisse sind insofern als sehr stark überschert anzusehen, als mit dem vollen Winddruck gerechnet und gar kein Abgleiten an dem flachen Bogen nach berücksichtigt wurde.

$l$  ist für den ersten Lagerpunkt  $20,7$  m, für den zweiten  $16,15$  m und für den dritten  $4,55$  m. Demnach sind die Absolutglieder der Elastizitätsgleichungen  $\Delta_1 = \pm 232,88$ ,  $\Delta_2 = \pm 181,69$  u.  $\Delta_3 = \pm 51,19$ . Also gelten die Gleichungen:

$$\begin{aligned} 249,18 X_1 + 186,22 X_2 + 62,71 X_3 &= \pm 282,88 \\ 186,22 X_1 + 330,07 X_2 + 62,71 X_3 &= \pm 181,69 \\ 62,71 X_1 + 62,71 X_2 + 205,22 X_3 &= \pm 51,19. \end{aligned}$$

Daraus rechnen sich die Horizontalschube:

$$X_1 = \pm 912 \text{ kg, } X_2 = \pm 42 \text{ kg und } X_3 = \pm 42 \text{ kg.}$$

(Auch hier ist wegen der Symmetrie  $X_2 = -X_3$ .) Hierbei gelten die oberen Vorzeichen für Temperaturzunahme, die unteren für Temperaturabnahme. Der



Momentenverlauf zufolge ersterer ist in Abbildung 19 links gezeichnet, zufolge letzterer rechts.

Setzt man nun von diesen drei Belastungszuständen für die einzelnen Punkte des Rahmenbinders die ungünstigsten zusammen, so erhält man damit die Linie der

äußerten Momentenwerte zu betrachten. Auf der linken Hälfte des Binders sind die einen Extreme, auf der rechten die entgegengesetzten aufgetragen. —

Damit wären die Grundlagen für die Dimensionierung gegeben, da für jeden Punkt die Größen des Momentes,

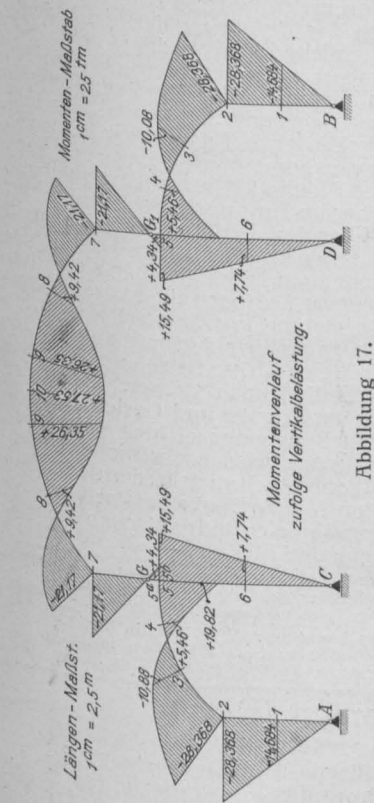


Abbildung 17.

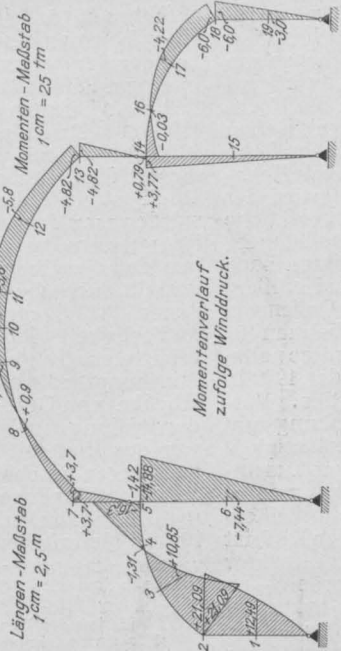


Abbildung 18.

Abbildungen 15—20. Statische Untersuchung der Hallenbinder.

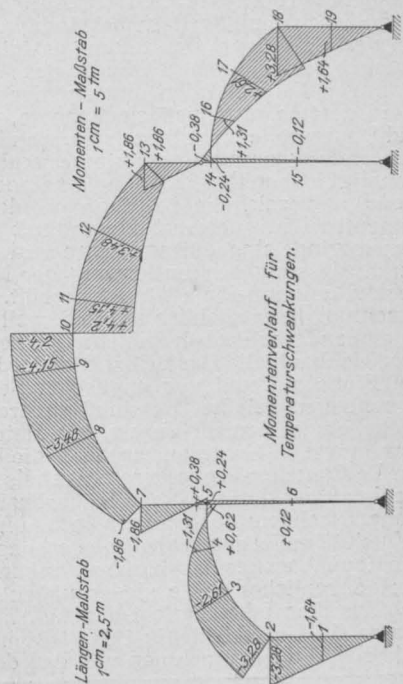


Abbildung 19.

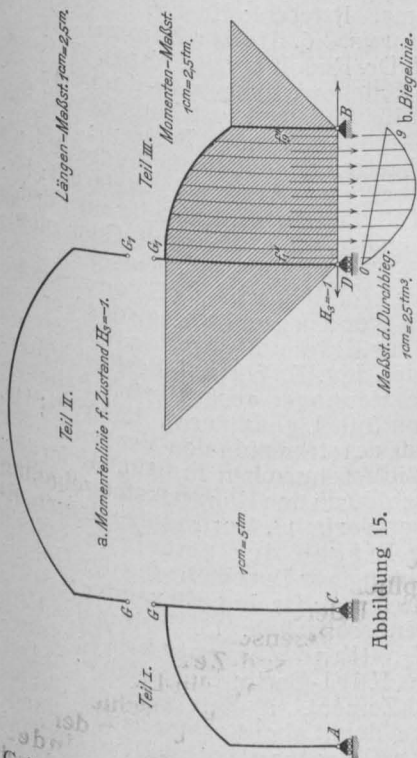


Abbildung 15.

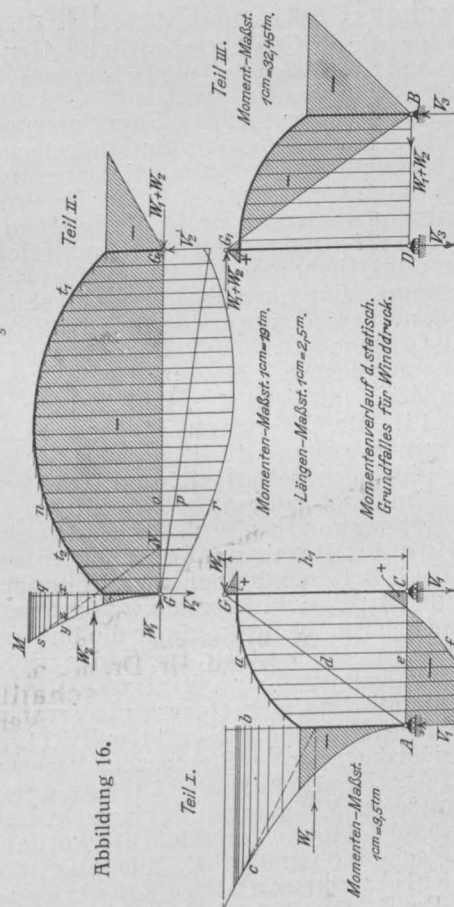


Abbildung 16.

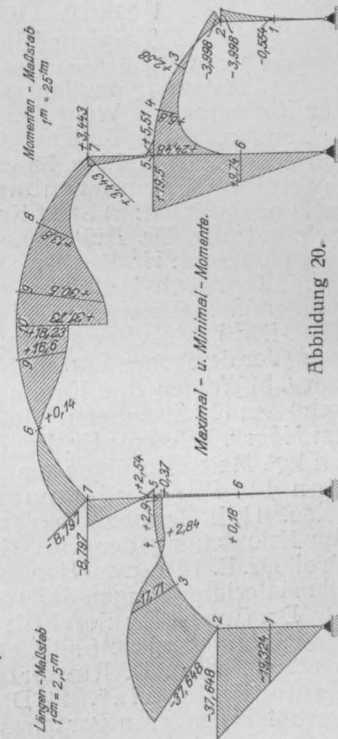


Abbildung 20.

Größt- bzw. Kleinst-Momente, welche Abbildung 20 veranschaulicht. Diese stellt also nicht einen Momentenverlauf für einen einheitlichen Belastungszustand vor, sondern ist nur als graphische Zusammenstellung der

der Achsial- und Normalkraft bestimmt sind. Um ein richtiges Bild der wirklichen Spannungsverhältnisse des Systems zu erhalten, ist es erforderlich, die Untersuchung neuerdings durchzuführen, wobei nunmehr

die wirklichen Trägheitsmomente sowie die genaue Form des Binders zugrunde zu legen sind. Doch kann hier darauf nicht weiter eingegangen werden. Die konstruktive Ausbildung des Binders zeigt Abbildung 10 in No. 1. —

### Vermischtes.

**Beschleunigte Prüfung der Raumbeständigkeit von Portland-Zementen.** In No. 21 v. J. haben wir bereits mitgeteilt, daß der VI. internationale Kongreß für die Material-Prüfungen in New York auf Antrag der deutschen Vertreter den Kopenhagener Beschluß, die Le Chatelier-Probe zur beschleunigten Raumbeständigkeits-Probe zu erheben, rückgängig gemacht und die Prüfung

der Frage einem neuen Ausschuß überwiesen hat. Das 4. Heft der „Mitteilungen“ des königl. Material-Prüfungs-Amtes Lichterfelde 1912 enthält die Begründung dieses Antrages, wie sie von Prof. Gary gegeben worden ist. Es wird zunächst der Wunsch nach einem schnellen und sicheren Verfahren zur Prüfung des Zementes auf gefährliche Raumveränderungen durchaus anerkannt und es wird dann eine Uebersicht über die bisherigen Bestrebun-

gen und Methoden gegeben, namentlich auch über die Anschauungen und Arbeiten des „Vereins Deutscher Portland - Cement - Fabrikanten“ auf diesem Gebiete, die darauf hinauslaufen, daß die Normenprobe zur Beurteilung eines Zementes in bezug auf Raumbeständigkeit an sich völlig ausreicht und daß die sogen. beschleunigten Raumbeständigkeitsproben keineswegs eine richtigere Beurteilung gestatten. Das bestätigen auch umfangreiche Versuche des Amtes, ebenso wie Umfragen bei Behörden und sonstigen Zementverbraucher zeigen, daß vielfach Zemente, welche die Koch- und Dauerprobe nicht bestanden, sich in der praktischen Verwendung als durchaus raumbeständig erwiesen. Dann kam die Le Chatelier-Probe, die als eine verbesserte Kochprobe zu bezeichnen ist, denn bei derselben wird der Zementbrei in aufgeschlitzte und mit Nadeln versehene Messingringe eingefüllt und dann wird seine Ausdehnung durch Messung der Entfernung der Nadelspitzen nach Behandlung in heißem Wasser geprüft. Sie fand größere Beachtung hauptsächlich deshalb, weil sie im Gegensatz zu den anderen Proben Zahlenwerte lieferte, die man für vergleichbar hielt. Das British Standard Committee nahm die Probe auf und von englischer Seite ist der 1909 in Kopenhagen gefaßte Beschluß angeregt worden. Versuche, die im Zement-Verein, dem Material-Prüfungsamt usw. angestellt wurden, ergaben die Unzuverlässigkeit der Le Chatelier-Probe, deren Ergebnis in keinem Zusammenhang mit den sonstigen Eigenschaften des Zementes stehe. Nachdem auch im englischen Lager zum Teil erhebliche Zweifel gegen die Probe erhoben worden sind, ist der Kopenhagener Beschluß, wie schon erwähnt, in New York erfreulicher Weise wieder aufgehoben worden.

Aus dem Jahresbericht des kgl. Material-Prüfungs-Amtes Gr.-Lichterfelde für 1911 (Mitteilungen des Amtes 1912 Heft 5 u. 6) entnehmen wir, daß die Abteilung 2 für

Baumaterial-Prüfungen insgesamt 1023 Anträge mit 39000 Versuchen, gegenüber 1068 Anträgen mit 45000 Versuchen i. J. 1910 erledigt hat. Von den 39000 Versuchen entfallen 20600 auf Bindemittel, der Rest auf Steine aller Art, Konstruktionen und Verschiedenes. Aus den Mitteilungen über Untersuchungen mit Portland-Zement ist zu entnehmen, daß infolge der Einführung der neuen deutschen Normen eine erhebliche Zunahme der Druckfestigkeit der deutschen Zemente zu beobachten gewesen ist. In einem Fall hatte ein Zement in der Normenmischung 1:3 nach 7 Tagen Wasserlagerung 35,1 kg/qcm Zug- und 460 kg/qcm Druckfestigkeit, nach 28 Tagen sogar 39,8 bzw. 597 kg/qcm. Nach 28 Tagen kombinierter Lagerung wies dieser Normenmörtel 48,7 bzw. 692 kg/qcm Festigkeit auf, eine Festigkeit, die bisher im Amt noch nicht beobachtet worden ist. Versuche über den Einfluß von Oel und Petroleum auf Zement und Zementmörtel ergaben, daß dieselben Mischungen, in der gleichen Weise hergestellt, durch die Lagerung in Oel (nach einer vorangegangenen 28tägigen Lufterhärtung im Zimmer) wesentlich an Festigkeit einbüßten gegenüber den nur an der Luft erhärteten. In gleicher Weise wirkte Petroleum. Bei der Mischung 1:5 war der Einfluß noch stärker. Neben der Abgabe von Gutachten an Private und Gerichte, sowie der Prüfung zur Untersuchung eingereichter Materialien war das Amt mit einer Reihe wissenschaftlicher Untersuchungen beschäftigt, namentlich auch für den deutschen Ausschuß für Eisenbeton, Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten, internationalen und deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik. —

Inhalt: Geschäftshaus der Firma D. Scheier in Glogau. — Die neuen Viehhallen auf dem Schlachthof der Stadt Osnabrück. (Schluß). — Vermischtes. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

## Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) Tagesordnung für die XXXVI. ordentliche Generalversammlung

am 10. bis 12. Februar 1913, 10 Uhr vormittags, im Weinhaus „Rheingold“, Berlin W., Bellevuestr. 19/20.

1. Erstattung des Jahresberichtes durch den Vorsitzenden. 2. Erstattung des Kassenberichtes durch den Kassierer. 3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen. 4. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen. 5. a) Bericht über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums. Referent: Hr. Dr. F. Framm-Karlshorst. b) Wahlen für den Verwaltungsrat des Vereinslaboratoriums. 6. Ueber Zement-Kalkmörtel bei Talsperrenbauten (mit Lichtbildern). Referent: Hr. Prof. Dr. Rudolf Dyckerhoff. 7. Kommissionsberichte: a) Sand-Kommission. Referent: Hr. Dr. C. Goslich-Züllchow. b) Normen-Kommission. Referent: Hr. Dr. August Dyckerhoff-Amöneburg. c) Kommission für Bindezeit und Raumbeständigkeit. Referent: Hr. Dir. Dr. O. Strebel-Hemmoor a. Oste. d) Meerwasser-Kommission. Referent: Hr. Dir. Dr. C. Goslich-Züllchow. e) Kommission zur Aufstellung einheitlicher Benennungen für hydraulische Bindemittel. Referent: Hr. Patentanwalt E. Cramer-Berlin. f) Wirtschaftlicher Ausschuß. Referent: Hr. Gen.-Dir. F. von Prondzynski-Groschowitz. 8. a) Bericht über die Tätigkeit der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie. Referent: Hr. Reg.-Baumeister a. D. Riepert-Charlottenburg. b) Wahlen zum Kuratorium der Zentralstelle. 9. Bericht über die Tätigkeit a) des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Referent: Hr. Dr. C. Goslich-Züllchow. b) des „Ausschusses für Betonversuche im Moor“. Referent: Hr. Dr. Framm-Karlshorst. 10. III. Bericht über den Stand der im Auftrage des Vereins im kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde ausgeführten Arbeiten zur Erforschung der Konstitution des Portland-Zementes (mit Lichtbildern). Referent: Hr. Dipl.-Ing. E. Wetzel-Berlin-Lichterfelde. 11. II. Bericht über den Stand der von Hrn. Prof. Dr. E. Jänecke-Hannover ausgeführten Arbeiten zur Erforschung der Konstitution des Portland-Zementklinkers (mit Lichtbildern). Referent: Hr. Prof. Dr. E. Jänecke-Hannover. 12. Berichte über den VI. Kongreß des „Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“: a) Bericht über die wissenschaftlich-technischen Fragen. Referent: Hr. Dr. August Dyckerhoff-Amöneburg. b) Bericht über die im Anschluß an den Kongreß stattgehabten Besichtigungsreisen (mit Lichtbildern). Referent: Hr. Dr. Müller-Rüdersdorf. 13. Vortrag des Hrn. Reg.-Baumeisters a. D. Riepert-Charlottenburg über „Wirtschaftliche Fragen der amerikanischen Zementindustrie“. 14. Die Befugnis des Unternehmers, die Verpflichtung zur Durchführung der Unfallverhütung anderen Personen zu übertragen (§§ 192—194 der RVO.). Referent: Hr. Ing. Alexander Spielmann-Breslau, technischer Aufsichtsbeamter der Steinbruchs-Berufsgenossenschaft. 15. Vortrag des Hrn. Dr. F. Framm-Karlshorst über „Das Festigkeitsverhältnis der Portland-Zemente bei Wasser- und kombinierter Erhärtung“. 16. Mitteilungen des Hrn. Dr. Hans Kühl-Berlin-Lichterfelde: a) Der hydraulische Modul und das Hydraulikfaktoren-Verhältnis im Portland-Zement. b) Beschleunigte Raumbeständigkeitsproben für hydraulische Bindemittel. 17. Mitteilungen aus dem Laboratorium der Portland-Zement-Fabrik Rüdersdorf: Kalkaluminate und ihre Einwirkung auf hydraulische Bindemittel (mit Lichtbildern). Referent: Hr. Dr. Killig-Rüdersdorf. 18. Bericht über die Beteiligung des Vereins an der Internationalen Baufach-Ausstellung Leipzig 1913. Referent: Hr. Reg.-Baumeister Riepert-Charlottenburg. 19. Die Betriebskraft für Ton-, Ziegelei- und Zementwerke mit besonderer Berücksichtigung der neuzeitlichen Heißdampflokomoiblen (mit Lichtbildern). Referent: Hr. Ing. Stiefelhagen-Berlin. 20. Vortrag der Firma F. L. Smidth & Co.-Kopenhagen: Mitteilungen über Verfahren und Anlage zur nassen Aufbereitung steiniger, nicht schlammbarer harter Stoffe, insbesondere für die Zement-Industrie nach D. R. P. Nr. 253682 (mit Lichtbildern). 21. Vortrag der Firma Gebr. Pfeiffer-Kaiserslautern: „Der Recuperator-Drehofen“.

NB. Auf den Namen des Inhabers lautende Eintrittskarten sind beim Vorsitzenden des Vereins bis spätestens 6. Februar 1913 schriftlich anzufordern.

Am Montag, den 10. Februar, nachmittags pünktlich 4 $\frac{1}{2}$  Uhr, findet im großen Saal des Hotels „Der Kaiserhof“ am Wilhelmsplatz ein gemeinschaftliches Essen statt. Anmeldungen werden bis zum 6. Februar d. Js. erbeten.

**Der Vorstand des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ (E. V.)** Dr. Müller, Vors.  
No. 2.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\* \* \* \* \*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO. 3.

### Betonarbeiten am Panama-Kanal.

Hierzu eine Bildbeilage, sowie die Abbildungen Seite 20 und 21.



Beton wird bei den Arbeiten am Panama-Kanal, die soweit vollendet sind, daß im Spätherbst dieses Jahres voraussichtlich das erste Schiff probeweise die Schleusen wird passieren können, in einem Umfange angewendet, der auf nicht weniger als 5 Mill. cbm geschätzt wird.

Daran haben die Doppelschleusen-Anlagen bei Gatun, Pedro Miguel und Miraflores mit etwa  $3\frac{1}{4}$  Mill. cbm den wesentlichsten Anteil. Dazu kommt der große Ueberlauf im Staudamm des Gatun-Sees, der den Abfluß dieses nicht weniger als auf 443 qkm ausgedehnten Stausees zu regeln hat, kommen ferner die kleineren Ueberläufe in den Staudämmen bei den anderen Schleusen, ferner Arbeiten in den Endhäfen und schließlich vorübergehende

Bauten, wie Fangedämme usw., die z. T. einen beträchtlichen Umfang annehmen.

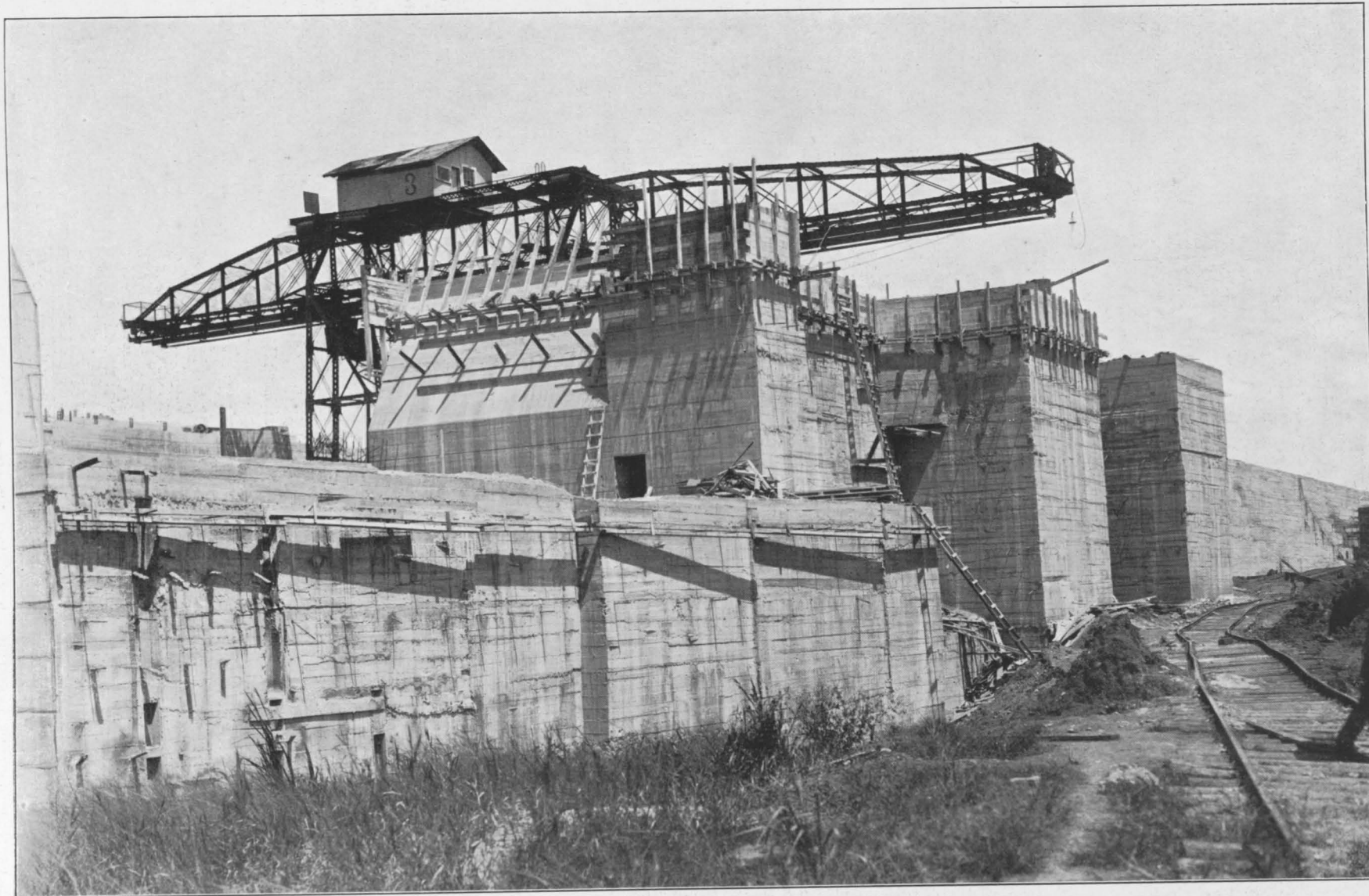
Ueber die Einrichtungen, die zur Bewältigung dieser ungeheuren Massen bei dem Transport der Materialien, der Mischung und dem Einbau des Betons bei den Schleusenbauten dienen, haben wir in den „Mitteilungen“, Jahrg. 1911, S. 24 u. ff. bereits ausführlich berichtet. Es seien hier nur noch einige Angaben über die Bauwerke selbst gemacht und über den Baufortschritt unter Beifügung einiger Aufnahmen der Bauten,\*) die aus den letzten Jahren stammen.

Die Schleusen sind, wie schon erwähnt, Doppelschleusen mit einer Kammerlänge von 330 m, einer lichten Weite von 33,55 m und einer Drempeltiefe von 13 m, geeignet, Schiffen von 305 m Länge und 12,2 m Tiefgang den Durchgang zu gestatten. Das mittlere

\*) Sämtliche Aufnahmen haben wir durch die Vermittlung der Phot. Gebr. Haeckel in Berlin erhalten.



Abbildung 9. Blick in die Baustelle der Schleuse von Miraflores. Rechts und links Bermkrane, in der Mitte Kammerkrane für die Betonierung. Im Vordergrund Ausschachtungsarbeiten.



ETONARBEITEN AM  
PANAMA-KANAL.\*  
BLICK GEGEN DIE  
NOCH UNVERFÜLLTE  
AUSSENMAUER DER  
SCHLEUSE BEI PE-  
DRO MIGUEL, DAHIN-  
TER EIN FAHRBARER  
KAMMERKRAN. (PHO-  
TOGRAPHEN GEBR.  
HAECKEL, BERLIN.) \*

=== DEUTSCHE ===

\*\* BAUZEITUNG \*\*  
MITTEILUNGEN ÜBER  
ZEMENT, BETON- UND  
\* EISENBETONBAU \*  
X. JAHRGANG 1913  
\*\*\*\*\* NO. 3. \*\*\*\*\*



Schleusengefälle beträgt etwas über 8 m. Vom Atlantischen Ozean erfolgt der Aufstieg zum Gatun-See mit 3, der Abstieg bei Pedro Miguel mit 1, zum Atlantischen Ozean bei Miraflores mit 2 Schleusen. Abbildung 1 gibt Grundriß und Längsschnitt der unmittelbar aneinander schließenden Schleusen bei Gatun wieder, während Abbildung 2\*) den oberen Teil der oberen Schleuse in größerem Maßstabe zeigt. Diese ist, um bei kleineren Schiffen bei der Durchschleusung an Wasserentnahme aus dem Gatun-See zu sparen, durch ein Mitteltor in 2 Abschnitte von 183 bzw. 122 m Länge geteilt.

Die Ausführung der sämtlichen Schleusen ist im Prinzip die gleiche. Verschieden ausgebildet sind

Sämtliche Schleusen sind in einem Beton 1:3:6 erbaut, dem bis zu 20% große Steine als Einpackung beigegeben sind. Eiseneinlagen kommen, abgesehen von der Sohle, namentlich in den Drempeln, ferner zum Teil in den Flügelmauern und in Mauern von Maschinenkammern vor. Die Drempel erhalten eine auf verankerten Eisenbalken befestigte hölzerne Schlagschwelle, die Wendenischen eine Stahlauskleidung. Kräftige Verankerungen halten die schweren Torflügel im Betonmauerwerk fest. Sie bestehen, soweit sie nur auf Zug beansprucht sind, aus Ketten aus Augenstäben, so weit sie auch auf Druck beansprucht werden, aus steifen, vernieteten Böcken. Abb. 3, S. 20, läßt einen solchen Bock noch erkennen.

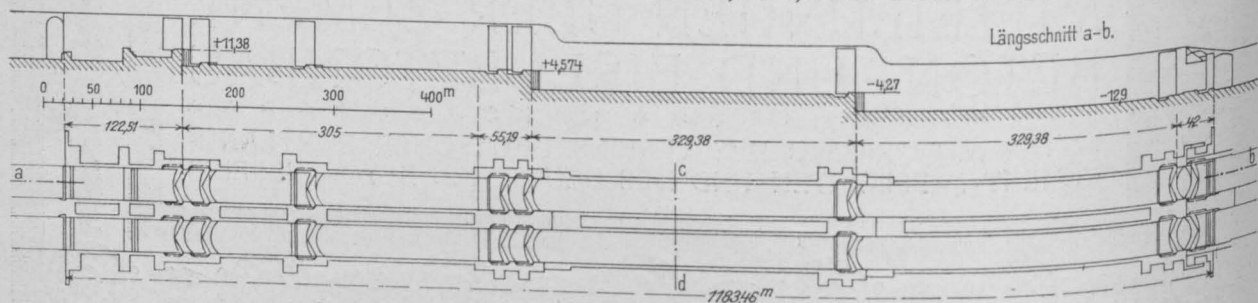


Abbildung 1. Grundriß und Längsschnitt der Schleusen bei Gatun.

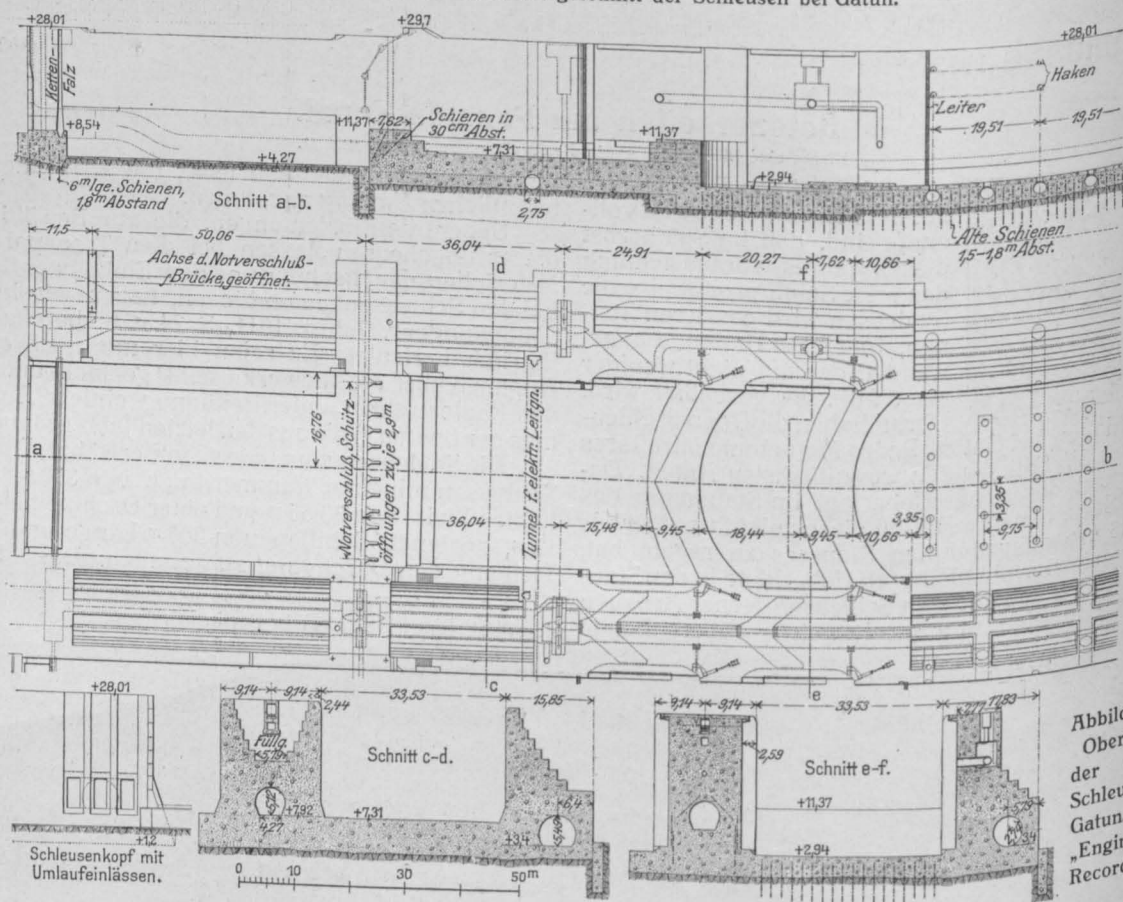


Abbildung 2. Oberhaupt der oberen Schleuse bei Gatun. Nach „Engineering Record“ 1910.

nur mit Rücksicht auf den Untergrund die Sohlenstärken. Bei Pedro Miguel und Miraflores bildet die Sohle nur eine 30 cm starke Betondeckschicht des festen Felsbodens, bei Gatun dagegen beträgt die geringste Stärke etwa 90 cm, die größte oberhalb des obersten Tores rd. 6 m, in der mittleren Kammer z. T. 4 m, da hier der Untergrund nicht undurchlässig ist. Durch alte Eisenbahnschienen ist die Sohle außerdem noch z. T. mit dem tiefer liegenden Felsboden verankert. Verschieden ausgebildet sind z. T. die Flügelmauern und vor allem unterscheiden sich die Schleusen auch in der Höhe der Tore und der zugehörigen Häupter. Sie sind am höchsten am Stillen Ozean mit 25 m und gehen bis auf 14,5 m herab.

\*) Beide Abbildungen sind der Zeitschrift „Engineering Record“, Bd. 61, Heft 9 vom 26. Februar 1910 entnommen.

Die Schleusenmauern, deren Mächtigkeit am besten unsere Bildbeilage erkennen läßt, sind so stark bemessen, daß sie dem vollen Wasserdruck widerstehen können, wenn eine Kammer leer gepumpt ist. Die Pressungen auf die Fundamente betragen nicht mehr als 14 kg/qcm, im Beton nicht mehr als 21 kg/qcm. Die Seitenmauern haben im allgemeinen 2,44 m Kronenstärke in der Kammer und werden durch verschieden breite Absätze von je 1,83 m Höhe bis auf 16 m verstärkt. Am inneren Fuß besitzen sie einen Anlauf von 3:1 auf etwa 3 m Höhe. Die Mauern werden in voller Länge von den Umläufen durchzogen, die zur Schleusenfüllung dienen. Diese besitzen 23,6 qm Querschnitt und entsenden Seitenkanäle von über 3 qm Querschnitt bis unter die Schleusensohle, in der sie senkrecht mit Öffnungen von je 1,1 qm ausmünden. (Schluß folgt.)

## Neuzeitliche Mörtel. II.

Von Professor M. Gary, Berlin-Lichterfelde.

Tabelle I. Zug- und Druckfestigkeit von Kalkmörteln.

Mörtelart	Materialprüfungsamt												Chem. Laboratorium für Tonindustrie					
	Wasser %	Zug- festigkeit						Druck- festigkeit						Wasser %	Zug- festig- keit		Druck- festig- keit	
		Tage						Tage							Tage		Tage	
		7	28	90	7	28	90	7	28	90	7	28	7		28			
Trockenmörtel Jolit . . . . .	8,5	3,4	7,9	12,9	6,8	22,0	28,0	12,0	3,72	7,43	9,3	19,0						
Berliner Ma- schinenmör- tel . . . . .	8,5	2,7	4,4	5,2	5,4	17,0	21,0	12,4	2,87	3,68	6,0	8,2						
Weißkalkmörtel aus Harzer Kalk mit Ber- liner Sand 1:3	—	—	—	—	—	—	—	11,5	2,86	3,43	5,8	6,9						
Weißkalkmörtel aus Harzer Kalk mit Sand von Waid- mannslust 1:3	—	—	—	—	—	—	—	12,1	3,28	4,37	8,3	10,1						

(vergl. Abbild. 2, S. 22). Im chemischen Laboratorium für Tonindustrie sind dieselben Mörtel im kellengerechten, also weichen Zustande mit 12 bzw. 12,4 % Wasser in gleicher Weise geprüft worden (Abbildung 2, rechte Hälfte). Auch hierbei hat sich die Ueberlegenheit des Trockenmörtels gezeigt. Zum Vergleich sind in dem genannten Laboratorium noch zwei andere Mörtel mit Berliner Sand und mit Sand aus Waidmannslust geprüft worden, dem Sand, der zu dem Trockenmörtel Verwendung findet. Diese Mörtel haben im wesentlichen dieselben Ergebnisse geliefert wie der gewöhnliche Berliner Maschinenmörtel, aber es hat sich gezeigt, daß der Sand von Waidmannslust (Lübars) für die Herstellung von Mauermörtel besonders geeignet ist.

Interessant sind dann noch Versuche, die das chemische Laboratorium für Tonindustrie über das Haften der erwähnten 4 Mörtel an Ziegeln und Kalksandsteinen ausgeführt hat. Je zwei Steine wurden mit dem kellengerechten Mörtel flach aufeinander gemauert, wobei die Dicke der Mörtelfuge etwa 1 cm betrug. Nach 7 und 28 Tagen Luftlagerung wurde dann der eine Stein in der Richtung der Fuge vom andern abgeschoben. Die Ergebnisse dieser Versuche enthält Tabelle II.

Tabelle II. Haften von Kalkmörteln.

Mörtelart	Ziegelsteine		Kalksandsteine	
	Scherfestigkeit	Scherfestigkeit	Scherfestigkeit	Scherfestigkeit
	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
Trockenmörtel Jolit . . . . .	0,82	1,84	0,73	1,17
Berliner Maschinenmörtel . . . . .	0,38	0,56	0,27	0,48
Weißkalkmörtel aus Harzer Kalk mit Berliner Sand 1:3 . . . . .	0,31	0,63	0,22	0,31
Weißkalkmörtel aus Harzer Kalk mit Sand von Waidmannslust 1:3 . . . . .	0,54	0,81	0,39	0,58

Auch bei diesen Versuchen zeigt sich die Ueberlegenheit des Jolitmörtels, auch wieder namentlich mit Rücksicht auf die wesentlich schneller zunehmende Erhärtung, und auch hier hat sich der Sand von Waidmannslust (Lübars) besonders geeignet zur Herstellung eines guten Mörtels erwiesen.

Wenn nun auch durch diese Versuche die größere Erhärtungsfähigkeit des Trockenmörtels Jolit nachgewiesen ist, so würde doch damit allein noch nicht viel erreicht sein, denn gleichen, sogar noch größeren Erfolg kann man auch, wie ich früher nachgewiesen habe, durch Zusatz geringer Mengen von Portland-Zement zu dem gewöhnlichen Kalkmörtel und auch durch andere Zusätze erreichen. Aber der neue Trockenmörtel weist, wie im Material-Prüfungsamt festgestellt wurde, noch eine andere für den Bau wertvolle Eigenschaft auf. Im Amt sind aus dem amtlich bezogenen Trockenmörtel Jolit und aus Berliner Maschinenmörtel zwei Ziegelpfeiler von 100 mal 50 cm Grundfläche und rund 3 m Höhe einheitlich aufgemauert worden. Zu Pfeiler I wurden 500<sup>l</sup> Jolitmörtel, zu Pfeiler II 525<sup>l</sup> Maschinenmörtel benötigt. Beide Mörtel waren kellengerecht angemacht.

Etwa 1 Stunde nach Fertigstellung beider Pfeiler, 12 Stunden vom Beginn der Mauerung an, wurde das Setzmaß der Pfeiler bei I auf 0,01 cm, bei II auf 0,03 cm festgemacht. Die Ziegelmauer mit dem Berliner Kalkmörtel setzte sich also schon unter der Auflast des Tagewerkes 3 mal stärker als die Mauer mit Trockenmörtel. Die



In der „Deutschen Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton und Eisenbeton“ 1912, No. 10 habe ich auf die Notwendigkeit hingewiesen, den Mörtel für neuzeitliche Hochbauten zu verbessern. Ich habe als Möglichkeiten dafür bezeichnet: den Zusatz geringer Mengen von Portlandzement zum Kalkmörtel, die Benutzung hydraulischer Zuschläge anderer Art und die anderweitige Ablöschung des Kalkes unter teilweisem Aufschluß der Kieselsäure des Sandes (Trockenmörtel).

Die Tatsache, daß die drei in Vorschlag gebrachten Wege an einzelnen Stellen bereits besprochen worden sind, ermutigt mich, auf den Gegenstand noch einmal zurückzukommen und auf einige der bisher gemachten Erfahrungen hinzuweisen. Namentlich die Herstellung von Trockenmörtel verdient besonderes Interesse, nachdem nachgewiesen ist, daß dieser Mörtel vor dem gewöhnlichen Kalkmörtel erhebliche Vorteile besitzt. Schneller, als ich annehmen konnte, hat eine Berliner Firma meinen Anregungen Folge gegeben und hat auch nicht gezögert, durch einwandfreie Versuche die Eigenschaften des neuen Mörtels zu erproben. Um die Ergebnisse dieser Versuche richtig würdigen zu können, sei wiederholt darauf hingewiesen, welche geringen Festigkeiten Kalkmörtel der gewöhnlichen Zusammensetzung selbst nach wochenlanger Erhärtung an der Luft erlangen und wie sehr langsam die Erhärtung fortschreitet. Bereits im Jahre 1900 habe ich in einer Studie in der „Baumaterialienkunde“ Heft 14, V. Jahrgang auf diesen Umstand aufmerksam gemacht und die Erhärtungskurven bis zu 4 Jahren Alter für verschiedene Kalkemischungen mitgeteilt. Abbild. 1, S. 22 gibt diese Erhärtungskurven für einen sehr guten Marmorkalk wieder und zwar aus Versuchen, die mit Würfeln von 355 ccm Inhalt, gleich 50 qcm Fläche und von 33 ccm Inhalt, gleich 10 qcm Fläche für die Mischungen 1:2, 1:3, 1:4 ausgeführt worden sind. Im Bilde gelten die dick gezeichneten Linien für die kleinen Würfel, die dünn gezeichneten für die großen. Man kann schon aus diesen Linien erkennen, wie die Erhärtung ausschließlich von der Kohlensäure-Aufnahme abhängt, wie sie allein von der Oberfläche aus und wie langsam sie fortschreitet.

Bei weniger reinen Kalken geht die Erhärtung naturgemäß noch langsamer vor sich. Es ist ja bekannt, und bei der Untersuchung alter Bauten wiederholt nachgewiesen, daß der Kalkmörtel im Inneren dicker Mauern nach Jahrhunderten noch feucht und ohne meßbare Festigkeit war. Die Erhärtung der Kalkmörtel durch Kohlensäure-Aufnahme in der Fuge erfolgt eben nur von außen her und verlangsamt sich um so mehr, je mehr die sich bildende äußere harte Schicht von kohlensaurem Kalk in Verbindung mit dem Staub und Ruß der Atmosphäre die Poren schließt und Luft und Feuchtigkeit den weiteren Zutritt verwehrt. Hiernach ist es klar, daß die Festigkeit der Fuge in den äußeren Schichten des Mauerwerkes beträchtlich größer sein muß als im Inneren, und daß also eine ungleiche Spannungsverteilung im dicken Mauerwerk sich ergibt.

Im kgl. Material-Prüfungsamt Lichterfelde angestellte Versuche haben erwiesen, wie langsam die Kohlensäure-Aufnahme selbst in unseren sehr luftdurchlässigen Ziegel- und Kalksandsteinmauern fortschreitet. Ueber die Erhärtung von Kalkmörtel in diesem Mauerwerk hat sich Burchartz auf der 12. Hauptversammlung des „Vereins der Kalksandsteinfabriken E. V.“ ausgelassen. Von demselben Verfasser rühren auch mehrere Arbeiten her, die über Luftkalk und Luftkalkmörtel näheren Aufschluß geben (Vergl. „Tonindustrie-Zeitung“ 1911, No. 24, S. 290: „Versuche über den Einfluß des Undichtigkeitsgrades des Steinmaterials auf die Erhärtung von Kalkmörtel“. Ferner „Tonindustrie-Zeitung“ 1911, No. 107, S. 1278: „Erhärtung von Luftkalkmörtel bei zeitweiser Anfeuchtung“. Burchartz: Luftkalk und Luftkalkmörtel, Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“).

Wie bereits erwähnt, hat nun eine Berliner Firma die Fabrikation von Trockenmörtel nach besonderem Verfahren aufgenommen und bereits den Nachweis erbracht, daß damit gute Ergebnisse erzielt werden. Untersuchungen im kgl. Material-Prüfungsamt Lichterfelde und im Laboratorium der „Tonindustrie-Zeitung“ haben folgendes ergeben:

Im Material-Prüfungsamt wurden nach Tabelle I der Trockenmörtel „Jolit“ und Berliner Maschinenmörtel in dem Zustand der Anlieferung des Trockenmörtels, d. h. mit 8,5% Wasser (erdfeucht) in die Normal-Zug- und Druckform eingeschlagen und geprüft. Dabei ergab sich die Ueberlegenheit des Trockenmörtels, namentlich nach der Richtung des schnelleren Erhärtungs-Fortganges



Pfeiler wurden nun mit je 1700 kg belastet und drei Monate unter der Last gelassen. Nach der Entfernung der Last zeigte sich, daß sich Pfeiler I um 0,16 cm, Pfeiler II um 0,27 cm gesetzt hatte. Das Setzmaß betrug also bei dem

Jolitmörtel nur 0,5 %, bei dem Maschinenmörtel 0,9 %. Das sind wesentliche Unterschiede, die im Bau voraussichtlich noch stärker in die Erscheinung treten und für das Auftreten von Setzrissen im schnell hochgebrachten

Ziegelmauerwerk von Bedeutung sein werden.

Für die Verwendung in der Großstadt sprechen schließlich noch einige andere Umstände mit, die den Bezug des Trockenmörtels erleichtern. Das ist zuerst das geringe Gewicht dieses Mörtels. Ein Hektoliter des Trockenmörtels wiegt nämlich nur rd. 153 kg, während 1 hl Berliner Maschinenmörtel, wie er gewöhnlich auf den Bau kommt (mit etwa 18 % Wasser), rund 196 kg wiegt.

Es sind also rund 28 % des Gewichtes bei dem Trockenmörtel gleicher Art weniger zu transportieren als beim Naßmörtel, das würde, nach der Rechnung auf der Baustelle bei einem Mörtelwagen der gewöhnlichen Art mit 2,5 cbm Inhalt etwa 1075 kg weniger betragen. Praktische Wiegeversuche mit gefüllten Wagen im Mörtelwerk haben ein Mindergewicht des Wagens mit Trockenmörtel von nur 813 kg ergeben, aber auch dieser Unterschied ist noch groß genug, wenn berücksichtigt wird, daß dieses Gewicht häufig mehrere Kilometer weit unnütz bewegt werden muß, wodurch die Abnutzung der Mörtelwagen, die ohnehin wegen des Eindringens des nassen Mörtels in alle Fugen und Schraubenlöcher sehr bedeutend ist, noch erhöht wird. Auch die Bewegung des Mörtelbreies in den abgefederten Wagen beeinflusst ungünstig die Haltbarkeit dieser Wagen, die infolgedessen sehr häufig der Ausbesserung unterworfen werden müssen. Man kann annehmen, daß ein Wagen zum Transport des Trockenmörtels länger aushalten wird. Wesentlich ist auch, daß die Entladung des Naßmörtels unbequem ist, weil man keine seitlichen oder andere Öffnungen an den Transportkasten anbringen kann, da sich diese nicht sicher genug abdichten lassen. Der Trockenmörtel gestattet die Anbringung seitlicher Türen oder anderer Entladeöffnungen ohne Gefahr des Streuverlustes, denn man kann den Trockenmörtel auch in jedem beliebigen Kastenfuhrwerk transportieren, ebenso gut wie im Güterwagen der Eisenbahn. Da der Mörtel die Beschaffenheit feuchten Sandes hat, kann er auch ohne Stauberzeugung mit der Schaufel entladen werden. Er läßt sich sowohl in Säcken wie in Silos aufbewahren.

Von wesentlichem Einfluß auf die Einführung dieses neuen Mörtels wird der Kostenpunkt sein. Namentlich in der Großstadt sind die Bauleute übertrieben ängstlich in Bezug auf die Kosten der Mörtel. Nun wird aber versichert, daß der „Jolit“ genannte Trockenmörtel sich in der Herstellung nicht wesentlich teurer stellt, als der gewöhnliche Maschinenmörtel, und daß er daher mit einem geringen Preisaufschlag oder vielleicht zum selben

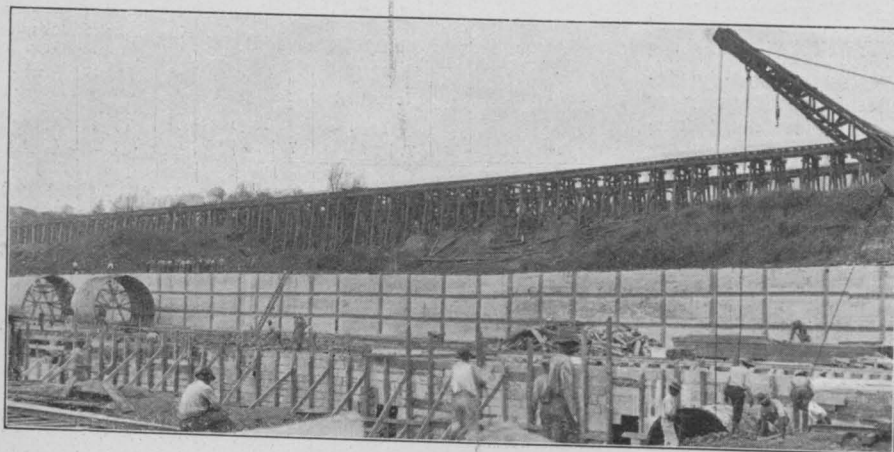


Abbildung 5. Beton-Stützmauer an der unteren Einfahrt zur Gatun-Schleuse.

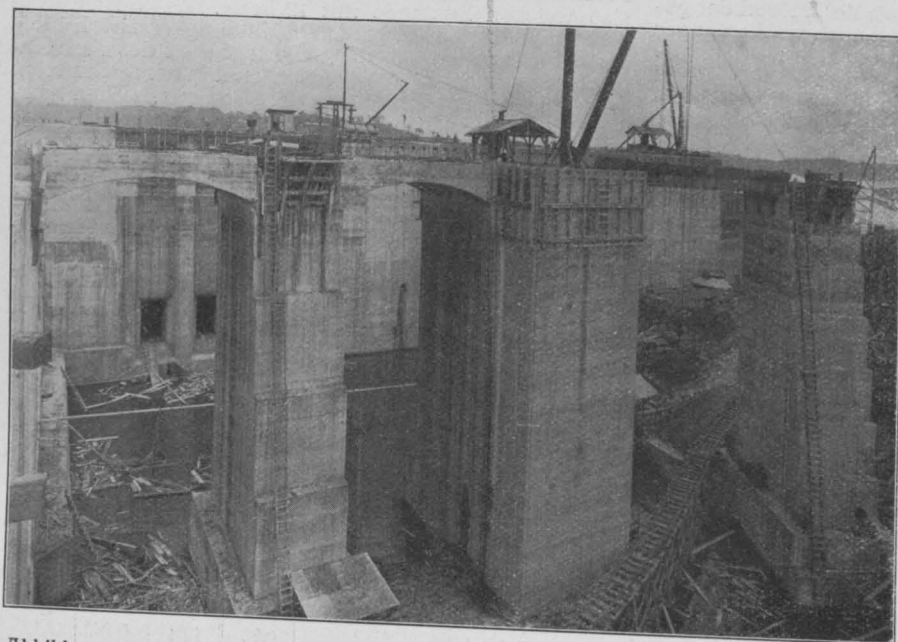


Abbildung 4. Verlängerte Mittelmauer der Gatun-Schleuse. (Laufbahn für elektr. Lokomotive.)

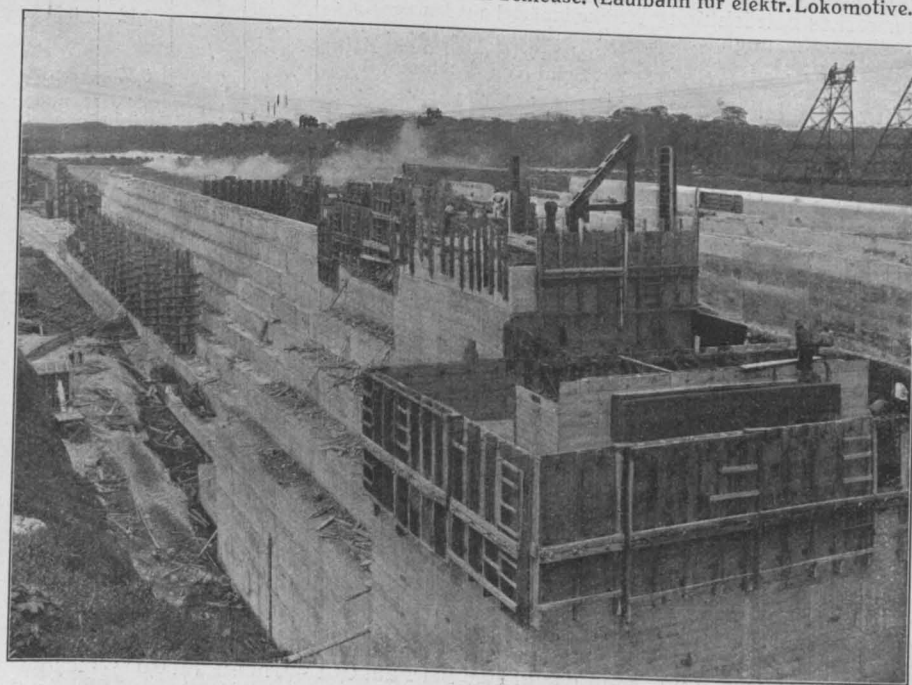


Abb. 3. Betonierung an der Gatun-Schleuse. In der Mitte Aufstellung einer Torverankerung. Betonarbeiten am Panama-Kanal. (Phot. von Gebr. Haeckel in Berlin.)

Preise wie Maschinenmörtel auch in kleinsten Mengen (z. B. sackweise) verkauft werden kann. Das wird vor-  
 ändern, die sich allmählich bei Verwendung des Naßmör-  
 tels herausgestellt haben und zu denen auch das gelegent-

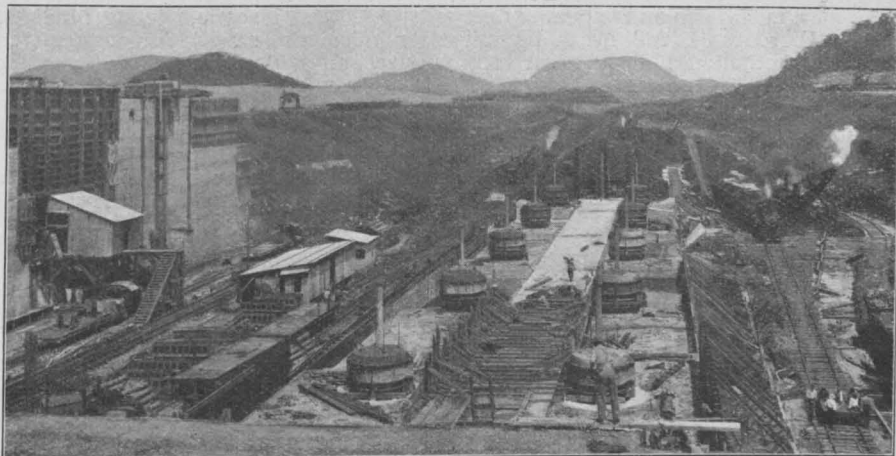
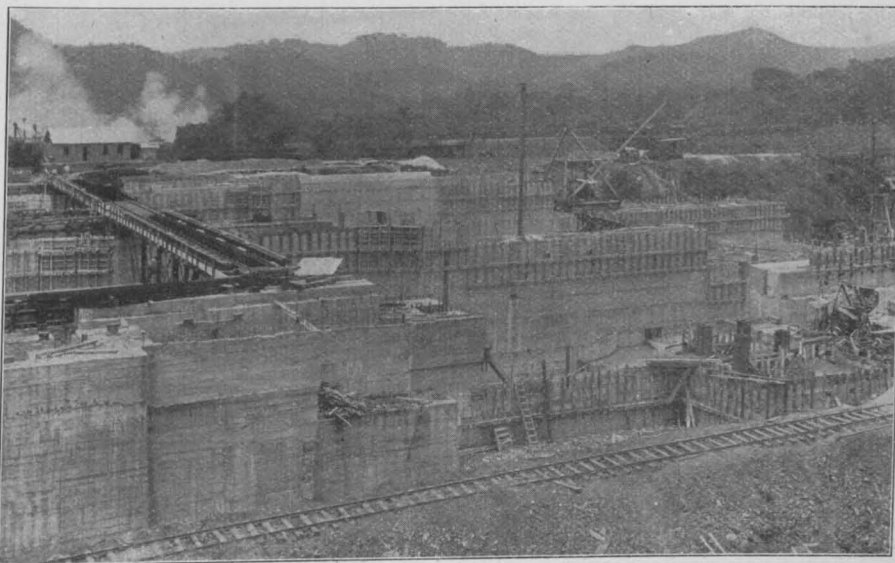


Abb. 6. Betonierung der Schleuse bei Miraflores. Einformen der Zylinderschütz-Schächte.



Abbild. 7. Betonierung der Schleuse bei Pedro Miguel. (Links Montagebrücke für die Tore.)

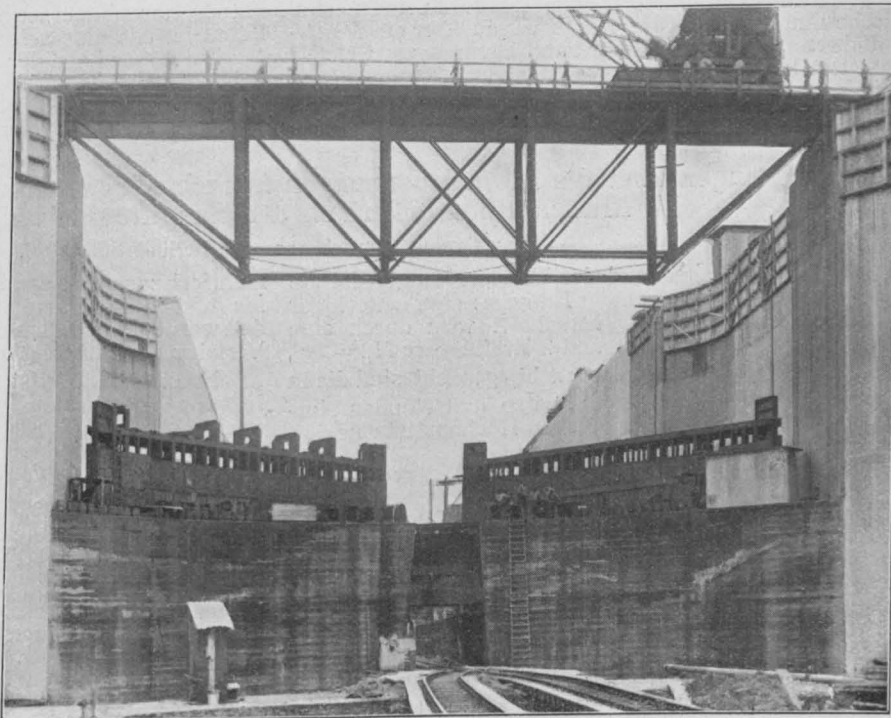


Abbildung 8. Montage eines Schleusentores, Gatun-Schleuse. (Oben Montage-Brücke.)  
 Betonarbeiten am Panama-Kanal. (Phot. von Gebr. Haeckel in Berlin.)

Urbach will unter Trockenmörtel ein „Gemenge aus gelöschtem Kalk in Pulverform mit Magerungsmitteln“ verstanden haben, „das mit Wasser zur plastischen Masse angemacht, als Putzmörtel angetragen werden kann und erhärtet.“ Er findet den Schwerpunkt derartiger Trockenmörtel in der Auswahl und Behandlung der Luftkalke. Haben diese von Hause aus hydraulische Eigenschaften, so wird man diesen Vorzug begrüßen, wichtiger aber ist es, daß die Kalke nicht gar zu lange binden, um einen flotten Fortschritt der Arbeit zu gewährleisten und den Verbraucher von den Witterungsverhältnissen möglichst unabhängig zu machen.

Hiernach bieten sich für die Herstellung von Trocken-Mörteln noch mancherlei Erzeugnisse und werden auch bereits anderswo benutzt. Z. B. erzeugt man in den Vereinigten Staaten von Amerika einen „Alcakalk“ genannten Baustoff, der eine Mischung aus 85 % Kalkhydrat mit 15 % gemahlenem Calcium-Aluminat darstellen soll. Dieses Calcium-Aluminat wird aus Hochofenschlacke gewonnen (oder ist vielleicht Hochofenschlacke?), die reicher an Tonerde als Kieselsäure. Auch bei uns gibt es derartige, wohl geeignete Stoffe, die den gewöhnlichen Kalkmörtel beträchtlich zu verbessern vermögen.\* Aber alle diese Stoffe werden nur für besondere Bauzwecke in Frage kommen und verbieten sich vielfach da, wo der Hauptwert auf Billigkeit gelegt wird oder werden muß.

Der Anfang ist gemacht, nun bleibt abzuwarten, wie sich die neue Industrie entwickelt. —

#### Nachschrift.

Während der vorstehende Aufsatz bereits im Druck war, erschien die Erwiderung des Hrn. Pernet in Nr. 1 der „Mitteilungen“ der Deutschen Bauzeitung d. Js. auf meinen ersten Artikel auf Seite 78, Jahrg. 1912. Ein Teil der von Herrn Pernet geäußerten Zweifel ist in vorstehenden Zeilen bereits behoben. Ich stelle fest, daß ich gegen Niemand, auch gegen die Berliner Mörtelwerke nicht, einen Vorwurf gerichtet habe und die letzteren, sowie den großen Fortschritt, der in ihrer Tätigkeit von Anfang an lag, voll anerkannt habe. Das kann aber an den Mängeln nichts

\*Vergleiche Burchartz: Versuche über den Einfluß des Zusatzes kiesel-säurereicher Stoffe zu Kalk auf dessen Erhärtungsfähigkeit. Mitt. des kgl. Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde. 1912. Heft 3.





3. Der Widerstand der inneren Spannkraften möge sich nur auf den durch die Längsbewehrung begrenzten Raum  $ABCD$  konzentrieren (Abbildung 1), der Widerstand der äußeren Schale soll außer Acht gelassen werden.

Die zwei ersten Annahmen sind die sinn- gemäße Erweiterung derjenigen, welche die preuß. Vorschriften der statischen Untersuchung von Eisenbeton- Konstruktionen zugrunde legen: die dritte wird zur Vereinfachung gewählt; sie ist zulässig und zweck- mäßig, weil sie etwas zu große Randspannungen liefert, und somit die Sicherheit der Konstruktion nur im günsti- gen Sinne beeinflusst.

Nach Abbildung 4 werden bezeichnet mit:  $a$  und  $b$  die Längenab- messungen des reduzierten Querschnittes,  $f_e, f'_e, F_e$  und  $F'_e$  die Bewehrungsmengen der Quer- schnittsseiten,  $\xi_0$  und  $\eta_0$  die Ordinaten des Kraft- Angriffspunktes in bezug auf ein durch die Kante  $A$  gelegtes rechtwinkliges Achsenkreuz,  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma'_1$  und  $\sigma'_2$  die Ordinaten der Spannungs-Verteilungs- fläche in den Punkten  $A, B, C$  und  $D, x_1, x_2$ , bzw.  $x'_1, x'_2$  die zur Feststellung der Lage der Nulllinie dienenden Längen. Unter  $n$  sei das Verhältnis des Elastizitätsmaßes des Eisens zu dem des Betons verstanden.

Sind die Eiseneinlagen jeder Querschnittsseite gleich stark und in gleichen Abständen angeordnet, so denken wir uns die Bewehrungsmenge stetig und gleichmäßig verteilt, und nennen die Zahl  $\mu = \frac{n F_e}{a}$  die Bewehrungs- Intensität der Seite  $BD$ ; im gleichen Sinne werden durch die Zahlen  $\mu' = \frac{n F'_e}{a}, \nu = \frac{n f_e}{b}, \nu' = \frac{n f'_e}{b}$  die Be- wehrungs-Intensitäten der Seiten  $AC, CD, BA$  bezeichnet.

Diese Zahlen stellen gewisser- maßen die Abmessungen eines ideellen, den wirklichen Quer- schnitt umschließenden Beton- streifens dar, dessen statische Wir- kung die gleiche wie diejenige der Bewehrung sein soll (Abbildg. 5).

Die Lösung der Aufgabe ist verschieden, je nachdem sämtliche Zugkräfte nur vom Eisen, oder vom Eisen und vom Beton zugleich aufgenommen werden können. Wir werden zunächst die erste Voraus- setzung und dann die zweite in un- seren Entwicklungen verwenden, und zum Schluß in einem Beispiel die Ergebnisse dieser beiden Annahmen vergleichen.

Da die Spannungsverteilungsfläche eine Ebene ist, so gelten die folgenden linearen Beziehungen:

$$1) \sigma'_1 = \sigma_1 \cdot \frac{x'_1}{x_1}; \quad \sigma'_2 = \sigma_2 \cdot \frac{x'_2}{x_2}; \quad \sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{x_2}{x_1}.$$

Es ist ferner, wie Abbildung 4 zeigt:

$$2) \frac{x_2}{x_1} = \frac{y}{y+b}; \quad \frac{b}{y+b} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} = \frac{x_1 - x_2}{x_1}.$$

Die Gleichgewichts-Gleichungen zwischen den inne- ren Spannungen  $\sigma$  und den äußeren Kräften lauten:

$$I.) P = \int \sigma dF, \text{ II.) } P \xi_0 = \int \sigma \xi dF, \text{ III.) } P \eta_0 = \int \sigma \eta dF,$$

$$\text{wobei } \xi_0 = \frac{1}{2} b - u_0 = \frac{b}{2} - \frac{M_v}{P}, \eta_0 = \frac{a}{2} - v_0 = \frac{a}{2} - \frac{M_u}{P}.$$

Wir werden jetzt diese drei Gleichungen getrennt entwickeln. Betrachten wir zunächst den vom Beton im

8. Februar 1913.

Querschnittsteil  $AB n_1 n_2$  geleisteten Widerstand; der ent- sprechende Spannungskörper ist in Abbildung 6 darge-

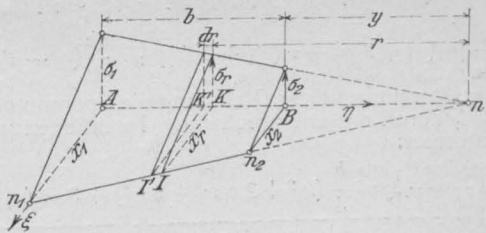


Abbildung 6.

stellt. Die auf das Element  $II' KK'$  entfallende Spann- kraft ist

$$dS = \frac{1}{2} \cdot \sigma_r \cdot x_r \cdot dr, \text{ und da } \sigma_r = \sigma_1 \cdot \frac{r}{y+b}, x_r = x_1 \cdot \frac{r}{y+b},$$

so ist:

$$3) dS = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot x_1 \cdot r^2 dr. \text{ Mithin:}$$

$$W_b = \int \sigma dF = \int dS = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_1 x_1}{(y+b)^2} \cdot \int_{r=y}^{r=y+b} r^2 dr = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sigma_1 x_1}{(y+b)^2} [(y+b)^3 - y^3].$$

Oder auch, in Verbindung mit den Gleichungen 1 und 2:

$$W_b = \frac{b}{6} \left[ \sigma_1 \cdot x_1 \left( \frac{b}{y+b} \right)^2 + 3 \sigma_1 x_1 \cdot \left( \frac{y}{y+b} \right)^2 + \frac{3 \sigma_1 x_1 \cdot y b}{(y+b)^2} \right] = \frac{b}{6} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2) (x_1 - x_2) + 3 \sigma_2 (x_1 - x_2) + 3 \sigma_2 x_2 \right].$$

$$4) W_b = \frac{b}{6} (\sigma_1 \cdot c_1 + \sigma_1 x_2 + x_2 \sigma_2).$$

Eine einfache Zwischenrechnung liefert in gleicher Weise für den Widerstand der Eiseneinlagen, unter Be- achtung unserer zweiten Voraussetzung, den Wert

$$5) W_e = \frac{a \mu'}{2} (\sigma_1 - \sigma'_1) + \frac{a \mu}{2} (\sigma_2 - \sigma'_2) + \frac{b \nu'}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{b \nu}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2).$$

Es ist also insgesamt nach Gleichung I:

$$P = W_b + W_e = \frac{b}{6} (\sigma_1 x_1 + \sigma_1 x_2 + x_2 \sigma_2) + \frac{1}{2} \left[ \sigma_1 (a \mu' + b \nu') + \sigma_2 (a \mu + b \nu) - \sigma'_1 (a \mu' + b \nu) - \sigma'_2 (a \mu + b \nu) \right].$$

$$\text{Ia) } \frac{6 P \cdot x_1}{b \sigma_1} = x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2 + 3 \left[ \nu' (x_1 + x_2) - \nu (x'_1 + x'_2) + \frac{a}{b} \cdot \mu' (x_1 - x'_1) + \frac{a}{b} \mu (x_2 - x'_2) \right].$$

$$- \nu (x'_1 + x'_2) + \frac{a}{b} \cdot \mu' (x_1 - x'_1) + \frac{a}{b} \mu (x_2 - x'_2) \Big].$$

Um die zweite Gleichgewichts-Bedingung zu entwik- keln, müssen wir das statische Moment des Spannungs- körpers in bezug auf die  $\eta$ - Achse bestimmen. Der Bei- trag des gedrückten Betons ist nach Abbildung 6:

$$S_b = \int dS (b + y - r) = \frac{\sigma_1 x_1}{2 (y+b)^2} \int_{r=y}^{r=y+b} r^2 (b + y - r) dr =$$

$$= \frac{\sigma_1 x_1}{24 (y+b)^2} (6 b^2 y^2 + 4 b^3 y + b^4), \text{ oder in anderer Form:}$$

$$S_b = \frac{b^2}{24} \left[ 6 \sigma_1 x_1 \left( \frac{y}{y+b} \right)^2 + 4 \sigma_1 x_1 \cdot \frac{b y}{(y+b)^2} + \left( \frac{b}{y+b} \right)^2 \cdot \sigma_1 x_1 \right] = \frac{b^2}{24} [\sigma_1 x_1 + \sigma_2 (2 x_1 + 3 x_2)].$$

Für die Eiseneinlagen erhält man nach Abbildung 4 die folgenden Anteile:

$$1) \text{ Einlage } AB: \nu' \frac{b^2}{6} (\sigma_1 + 2 \sigma_2);$$

$$2) \text{ " } CD: -\nu \frac{b^2}{6} (\sigma'_1 + 2 \sigma'_2);$$

$$3) \text{ " } BD: \mu \frac{ab}{2} (\sigma_2 - \sigma'_2).$$

Die Einlage  $AC$  liefert keinen Beitrag, weil sie mit der  $\eta$ -Achse zusammenfällt. Werden alle diese Werte vereinigt, so ergibt sich:

$$S_e = \frac{b^2}{6} [\nu' (\sigma_1 + 2 \sigma_2) - \nu (\sigma'_1 + 2 \sigma'_2)] + \mu \frac{ab}{2} (\sigma_2 - \sigma'_2).$$



Mithin geht Gleichung II über in:

$$P\xi_0 = S_b + S_e = \frac{b^2}{24} [\sigma_1 x_1 + \sigma_2 (2x_1 + 3x_2)] + \frac{b^2}{6} [\nu' (\sigma_1 + 2\sigma_2) - \nu (\sigma'_1 + 2\sigma'_2)] + \mu \frac{ab}{2} (\sigma_2 - \sigma'_2).$$

Ersetzt man in dieser Gleichung die Spannungen  $\sigma'_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma'_2$  durch die entsprechenden Funktionen von  $\sigma_1$ , so erhält man:

$$\text{IIa) } \dots \left\{ \frac{6 P x_1}{b \sigma_1} \cdot \xi_0 = \frac{b}{4} (x_1^2 + 2x_1 x_2 + 3x_2^2) + 3\mu a (x_2 - x'_2) + \frac{b}{6} [\nu' (x_1 + 2x_2) - \nu (x'_1 + 2x'_2)] \right\}.$$

Der dritten Gleichgewichtsbedingung gemäß, haben wir nur noch das statische Moment des Spannungskörpers in Bezug auf die  $\xi$ -Achse zu ermitteln. Nach Abbildung 6 ist der Anteil des gedrückten Betons:

$$S'_b = \int \frac{x_r}{3} \cdot dS = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sigma_1 \cdot x_1^2}{(y+b)^3} \int_{r=b}^{r=b+y} r^3 dr = \frac{1}{24} \cdot \sigma_1 b \cdot x_1^2 (b^3 + 4b^2 y + 6b y^2 + 4y^3). \text{ Es ist nun:}$$

$$\sigma_1 \cdot x_1^2 \left( \frac{b}{b+y} \right)^3 = (\sigma_1 - \sigma_2) (x_1 - x_2)^2;$$

$$\sigma_1 \cdot x_1^2 \cdot \frac{b^2 y}{(b+y)^3} = (\sigma_1 - \sigma_2) (x_1 - x_2) x_2;$$

$$\sigma_1 \cdot x_1^2 \cdot \frac{b y^2}{(b+y)^3} = (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot x_2^2;$$

$$\sigma_1 \cdot x_1^2 \left( \frac{y}{b+y} \right)^3 = \sigma_2 \cdot x_2^2.$$

Mithin:

$$S'_b = \frac{b}{24} [\sigma_1 \cdot x_1^2 + (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot x_1 x_2 + \sigma_2 \cdot x_2^2].$$

Hinzu kommen als Beiträge der Bewehrung:

$$1) \text{ für die Einlage } AC: \mu' \frac{a^2}{6} (\sigma_1 - 2\sigma'_1);$$

$$2) \text{ " " " } BD: \mu \frac{a^2}{6} (\sigma_2 - 2\sigma'_2);$$

$$3) \text{ " " " } CD: -\nu \frac{ab}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2). \text{ Somit:}$$

$$S'_e = \frac{a^2}{6} [\mu' (\sigma_1 - 2\sigma'_1) + \mu (\sigma_2 - 2\sigma'_2)] - \nu \frac{ab}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2).$$

Werden alle Werte zusammengefaßt, so ergibt sich statt Gleichung III:

$$P\eta_0 = S'_b + S'_e = \frac{b}{24} [\sigma_1 x_1^2 + x_1 x_2 (\sigma_1 + \sigma_2) + \sigma_2 x_2^2] + \frac{a^2}{6} [\mu' (\sigma_1 - 2\sigma'_1) + \mu (\sigma_2 - 2\sigma'_2)] - \nu \frac{ab}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2).$$

Die Elimination von  $\sigma'_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma'_2$  aus dieser Gleichung liefert schließlich:

$$\text{IIIa) } \dots \left\{ \frac{6 P x_1}{b \sigma_1} \cdot \eta_0 = \frac{1}{4} [x_1^3 + x_1 x_2 (x_1 + x_2) + x_2^3] + \frac{a^2}{b} [\mu' (x_1 - 2x'_1) + \mu (x_2 - 2x'_2)] - 3\nu a (x'_1 + x'_2) \right\}.$$

Verbinden wir die Gleichung Ia und IIa miteinander, so erhalten wir:

$$\left\{ \begin{aligned} x_1^2 \cdot \xi_0 + x_2^2 \cdot \xi_0 + x_1 x_2 \xi_0 + 3 \xi_0 x_1 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu' + \nu' \right) - 3 \xi_0 \cdot x'_1 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu' + \nu' \right) + 3 \xi_0 x_2 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu + \nu' \right) - 3 \xi_0 x'_2 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu + \nu' \right) &= x_1^2 \cdot \frac{b}{4} + x_2^2 \cdot \frac{3b}{4} + x_1 x_2 \cdot \frac{b}{2} \\ + b \nu' x_1 - b \nu \cdot x'_1 + x_2 (2b \nu' + 3\mu a) - x'_2 (2b \nu + 3\mu a). \end{aligned} \right.$$

Oder auch:

$$\text{IV) } \dots \left\{ \begin{aligned} x_1^2 \left( \xi_0 - \frac{b}{4} \right) + x_1 x_2 \left( \xi_0 - \frac{b}{2} \right) + x_2^2 \left( \xi_0 - \frac{3b}{4} \right) + x_1 \left[ 3 \xi_0 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu' + \nu' \right) - b \nu' \right] - x'_1 \left[ 3 \xi_0 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu' + \nu' \right) - b \nu \right] + x_2 \left[ 3 \xi_0 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu + \nu' \right) - (3\mu a + 2b \nu) \right] - x'_2 \left[ 3 \xi_0 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu + \nu' \right) - (3\mu a + 2b \nu) \right] &= 0. \end{aligned} \right.$$

Analog lassen sich die Gleichungen Ia und IIIa in der folgenden Gleichung vereinigen:

$$\left\{ \begin{aligned} x_1^2 \cdot \eta_0 + x_2^2 \cdot \eta_0 + x_1 \cdot x_2 \cdot \eta_0 + 3 \eta_0 \cdot x_1 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu' + \nu' \right) - 3 \eta_0 \cdot x'_1 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu' + \nu' \right) + 3 \eta_0 \cdot x_2 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu + \nu' \right) - 3 \eta_0 \cdot x'_2 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu + \nu' \right) &= \frac{x_1^3}{4} + \frac{x_1 x_2}{4} (x_1 + x_2) + \frac{x_2^3}{4} + x_1 \frac{a^2 \mu'}{b} - x'_1 \left( \frac{2a^2}{b} \cdot \mu' + 3\nu a \right) + x_2 \cdot \frac{a^2}{b} \cdot \mu - x'_2 \left( \frac{2a^2}{b} \cdot \mu + 3\nu a \right). \end{aligned} \right.$$

Hieraus ergibt sich:

$$\text{V) } \dots \left\{ \begin{aligned} x_1^3 + \frac{x_1 x_2}{4} (x_1 + x_2) + \frac{x_2^3}{4} - \eta_0 \cdot x_1^2 - \eta_0 \cdot x_1 x_2 - \eta_0 \cdot x_2^2 + x_1 \left[ \frac{a^2}{b} \cdot \mu' - 3 \eta_0 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu' + \nu' \right) \right] - x'_1 \left[ \left( \frac{2a^2}{b} \cdot \mu' + 3\nu a \right) - \mu' + 3a \nu \right] - 3 \eta_0 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu' + \nu' \right) + x_2 \left[ \frac{a^2}{b} \cdot \mu - 3 \eta_0 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu + \nu' \right) \right] - x'_2 \left[ \left( \frac{2a^2}{b} \cdot \mu + 3\nu a \right) - \mu + 3a \nu \right] - 3 \eta_0 \left( \frac{a}{b} \cdot \mu + \nu' \right) &= 0. \end{aligned} \right.$$

Aus den Gleichungen IV und V, nebst den Beziehungen  $x_1 + x'_1 = x_2 + x'_2 = a$ , ist es möglich, die 4 Unbekannten  $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x'_1$  und  $x'_2$  zu errechnen, und zu einer eindeutigen Lösung des Problems zu gelangen.

Wir wollen nun zeigen, wie unser Gleichungssystem am einfachsten zu lösen ist.

Die Gleichung IV gestattet, zu jedem Werte  $0 < x_1 < a$  den zugehörigen Wert  $x_2$  zu finden. Die verschiedenen Wurzeln dieser Gleichung lassen sich durch eine Kurve  $x_2 = \varphi_1(x_1)$  darstellen (Abbildung 7). Ebenso gewinnt man aus Gl. V, indem man zu jedem Werte  $0 < x_1 < a$  den entsprechenden Wert  $x'_2$  ermittelt, eine zweite Kurve  $x_2 = \varphi_2(x_1)$ . Die Kurve  $\varphi_1(x_1)$  ist eine Linie zweiten Grades; die Kurve  $\varphi_2(x_1)$  eine Linie dritten Grades; die Ordinaten ihres Schnittpunktes stellen diejenigen Werte  $x_1$  und  $x_2$  dar, welche den Gleichgewichtsbedingungen I, II und III genügen. Sobald dieselben ermittelt sind, so kann man aus Gl. Ia  $\sigma_1$  errechnen, und aus  $\sigma_1$ , auf Grund der Gleichungen 1,  $\sigma'_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma'_2$  ableiten: die mit  $n$  multiplizierten  $\sigma$ -Werte geben die Eisenspannungen.

Das wesentliche in der Durchführung der Untersuchung ist die Lösung der Gleichung 2. Grades IV und der Gleichung 3. Grades V: die Wurzeln lassen sich am einfachsten auf dem Wege des Versuches feststellen\*). Im allgemeinen dürfte es genügen, 3 Ordinaten der Kurven zu bestimmen, und zwar zunächst für  $x_1 = 0$ ,  $x'_1 = a$ , so dann für  $x_1 = x'_1 = a/2$ , und schließlich für  $x_1 = a$ ,  $x'_1 = 0$ : der Verlauf der beiden Kurven ist dann hinreichend klar, um die Auffindung des Schnittpunktes zu ermöglichen.

Es muß allerdings darauf geachtet werden, daß die Gleichungen IV und V nur für Werte  $0 < x_1 < a$ ,  $0 < x_2 < a$  gelten: außerhalb dieser Grenzen nehmen die Gleichgewichtsgleichungen eine andere Form an. Wir wollen daher noch die beiden Fälle  $x_2 < 0$  und  $x_1 > a$  behandeln.

(Schluß folgt.)

\*) Die Bestimmung der Lage der Nulllinie für einen Kräftegriff außerhalb des Kernes, bei einem gegen Zug nicht widerstandsfähigen Baustoff bietet, trotz der einfachen Stellung der Aufgabe, die gleichen Schwierigkeiten: man muß von vornherein die Richtung der Nulllinie wählen und nachträglich mit Hilfe von Seilecken prüfen, ob dieselbe den Gleichgewichtsbedingungen genügt. Ist dies nicht der Fall, so wird eine neue Richtung angenommen und das Verfahren wiederholt, bis eine hinreichende Übereinstimmung erzielt wird. Vergleiche O. Mohr: „Über die Verteilung der exzentrischen Belastung eines Mauerwerkkörpers“, Zeitschrift d. Arch.- u. Ing.-Vereins in Hannover, 1883.

Inhalt: Betonarbeiten am Panama-Kanal. — Neuzzeitliche Mörtel II. — Untersuchungen über die Normalspannungen in rechteckigen Eisenbeton-Querschnitten bei Kräftegriffen außerhalb der Hauptträgheitsachsen.

Hierzu eine Bildbeilage: Betonarbeiten am Panama-Kanal.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\* \* \* \* \*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

№. 4.

### Eisenbetonarbeiten in der Volksbade- und Schwimmanstalt in Gladbeck i. W. (Schwimmbecken mit 510 cbm Inhalt in 3 Punkten gelagert.)

Vortrag, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1913  
von Dr.-Ing. Paul Müller aus Oberkassel bei Bonn.

Hierzu eine Bildbeilage.



egen Ende des Jahres 1911 erließ die Gemeinde Gladbeck i. W. ein engeres Ausschreiben an mehrere Eisenbetonfirmen des Rheinlandes und Westfalens zur Erlangung von Entwürfen für die zum Neubau einer dortigen Volksbade- und Schwimm-Anstalt erforderlichen Eisenbetonarbeiten. Neben den für sämt-

liche Räume aus armiertem Beton gedachten Deckenkonstruktionen kamen hauptsächlich Vorschläge für das im lichten 12 m breite und 25 m lange Schwimmbecken mit einer größten Wassertiefe von 3 m sowie für das über diesem Schwimmbecken befindliche Hallengewölbe von 14,54 m Lichtweite in Frage. Auf Grund eines von der Firma Hüser & Cie. in Oberkassel ausgearbeiteten Entwurfes übertrug die Gemeinde Gladbeck dieser Firma die Ausführung der Eisenbetonarbeiten, deren Gesamt-Anordnung aus dem Grundriß, Abb. 1, dem Querschnitt, Abb. 2, und der Bildbeilage hervorgeht.

#### I. Die Deckenkonstruktionen.

Wie schon erwähnt, sind sämtliche Decken als ganz normale Eisenbetonkonstruktionen teils mit, teils aus architektonischen Rücksichten ohne sichtbare Unterzüge angeordnet und bieten nichts Neues. Abbildung 1, S. 28, zeigt die Grundrißanordnung des Kellergeschosses, sowie die hierin eingetragenen Deckenschnitte. In Höhe der Decken des Keller- und Erdgeschosses läuft rings um das Schwimmbecken eine frei ausgekragte Galerie, die im Erdgeschoß an den Rand des Schwimmbeckens stößt und dort als Umlauf, im I. Obergeschoß dagegen als Zuschauergalerie bei etwaigen Preisveranstaltungen dienen soll.

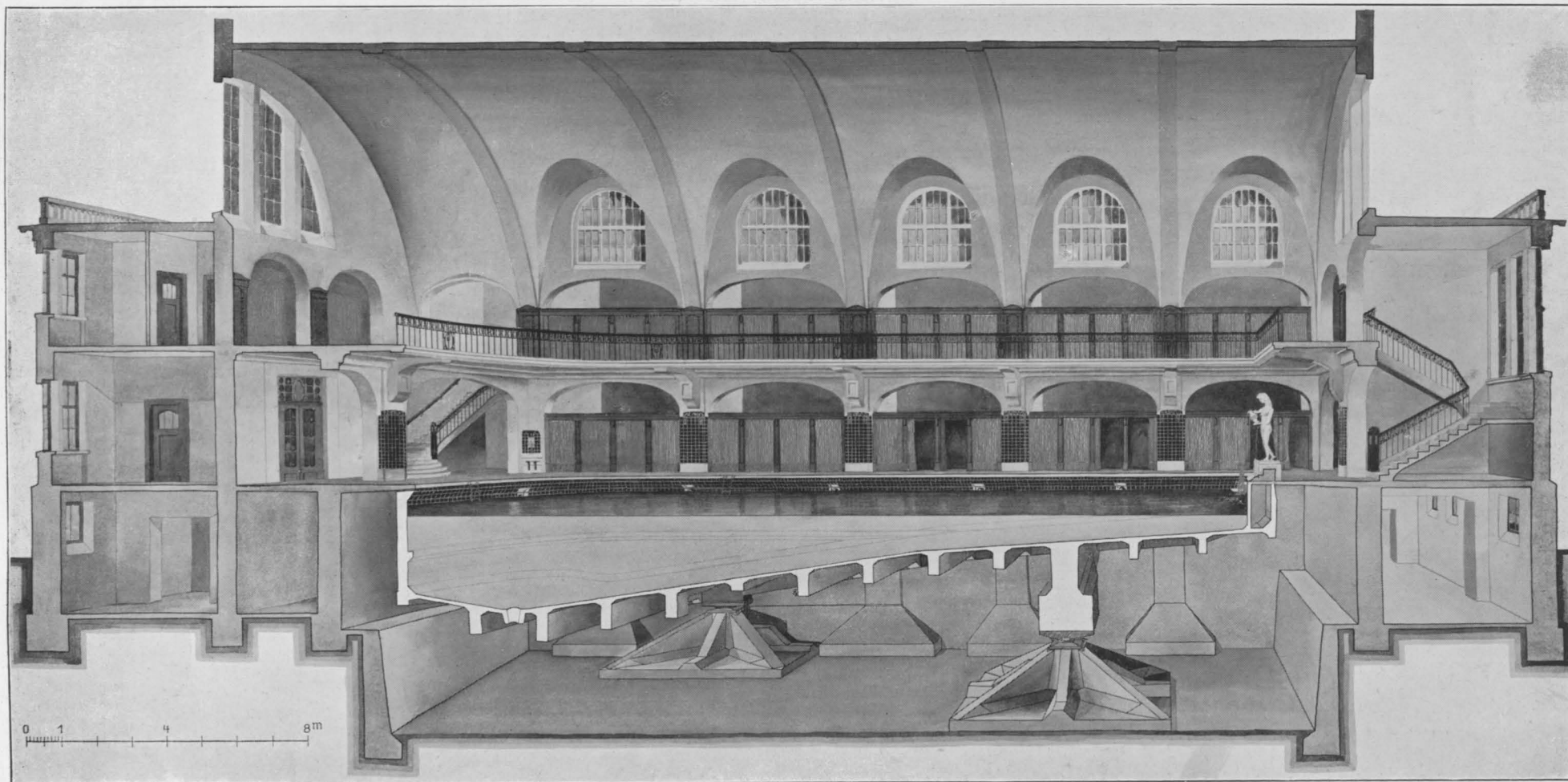
#### II. Das Hallengewölbe über dem Schwimmbecken.

Wie bei fast allen Badeanstalten üblich, spannt sich über den Raum, in dem sich das Schwimmbecken befindet, ein Gewölbe, das im vorliegenden Fall einen überhöhten Kreisbogen als innere Leinungslinie zeigt. In dieses Hallengewölbe schneiden die seitlichen Fenster als Stichkappen ein. Der von der Bauverwaltung geäußerte Wunsch, das Gewölbe völlig unabhängig von der eigentlichen Dachkonstruktion auszubilden und es selbst so stark zu halten, daß es die Dachlasten mit aufnehmen könne, führten dazu, das Gewölbe in einzelne Binder mit dazwischen gespannten Pfetten und quer zu letzteren liegender Gewölbehaut aufzulösen. Durch die Anordnung der Mauerwerks Pfeiler im Inneren des



Abbildung 4. Eisenbewehrung der Dachbinder und Pfetten.





ISENBETON-ARBEITEN IN DER VOLKSBADE- UND  
 SCHWIMM-ANSTALT IN GLADBECK i. W. \* PERSPEK-  
 TIVISCHER SCHNITT IN DER LÄNGSACHSE DES  
 BAUES. \* ENTWURF DER KONSTRUKTION UND AUS-  
 FÜHRUNG: HÜSER & CIE. IN OBERKASSEL BEI BONN.  
 ===== DEUTSCHE BAUZEITUNG =====  
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND  
 EISENBETONBAU \* X. JAHRGANG 1913 \* NO. 4.

Schwimmbecken-Raumes, an der aus architektonischen Gründen nichts geändert werden sollte, war die Entfernung der Gewölbepfeiler festgelegt. (Abbildung 2, S. 28 und Bildbeilage.)



Abbildung 3. Blick auf den Rücken des fertig ausgeschalteten Gewölbes.



Abbildung 7. Eingeschalter Lagerstuhl des Schwimmbeckens.

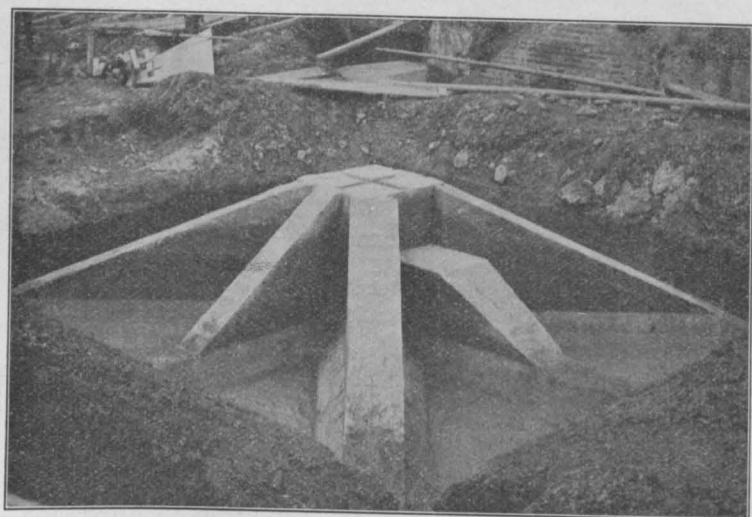


Abbildung 8. Fertig eingestampfter Lagerstuhl des Schwimmbeckens.

Der Fußpunkt der Binder wurde in Höhe der Galerie des I. Obergeschosses angeordnet, die untere Begrenzung war durch die Gewölbeform bedingt, die obere wurde polygonal (vergl. die Auf-

nahme der fertigen Konstruktion, Abb. 3) auf Grund der ermittelten Biegemomente und Achsialkräfte ermittelt. Aus Abb. 4 gehen ferner die Eiseneinlagen für Binder, Pfetten und Gewölbeplatten hervor.

Die Berechnung des Rahmenbinders erfolgte nach den für den überhöhten Halbkreisbogen mit zwei Gelenken gültigen Formeln, wobei dem Umstande einer etwa auftretenden wagrechten Verschiebung der Widerlager durch sehr reichliche Abmessungen Rechnung getragen wurde. Von der sonst allgemein üblichen Gelenkausbildung mit kreuzweise in der Gelenkfuge angeordneten Eiseneinlagen, die eine Randbewehrung dieser Fuge umgehen und infolgedessen eine Aufnahme von Biegemomenten hier unmöglich machen, vielmehr nur die Uebertragung von Achsial- bzw. Querkraften bewirken, wurde aus folgenden Gründen abgesehen:

Die von der Bauleitung der Ersparnis wegen in Mauerwerk anstelle von Beton ausgeführten Pfeiler, auf denen der Rahmenbinder ruht, gewährleisteten natürlich keine Aufnahme größerer Biegemomente. Infolgedessen konnten die als Randbewehrung der Ständer des Rahmens dienenden Rundeisen-Einlagen ruhig durchgeführt und auf eine Länge von 50 cm in den Mauerpfeiler einbetoniert werden. In Höhe der theoretischen Gelenkfuge wurde eine Doppellage einfacher Asphaltpappe eingelegt. Der Rahmen wirkt mithin wie ein Mittelding zwischen einem Zweigelenk- und einem völlig eingespannten Binder, wie fast alle derartigen Konstruktionen, bei denen die Auflagerbedingungen, die der Rechnung zugrunde liegen, nicht durch sorgfältige entsprechende Ausbildung der Auflager erfüllt werden. Von einer Anordnung von Wälz Gelenken bzw. Gußstahl-Bolzengelenken mußte indessen der außerordentlich niedrigen Summe wegen, die der Bauverwaltung für die Eisenbetonarbeiten zur Verfügung stand, abgesehen werden.

Die Einrüstung des Hallengewölbes erfolgte mittels eines festen, als Sprengwerk ausgebildeten Gerüstes (Abb. 5a u. b). Ein Abstützen des Gerüstes nach unten in den Schwimmbeckenraum war nicht möglich, weil der kurzen Vollendungsfristen wegen Becken und Gewölbe gleichzeitig hergestellt werden mußten.

### III. Das Schwimmbecken.

Der interessanteste Teil der Anlage ist das in drei Punkten gelagerte, 510<sup>cm</sup> Wasser fassende Schwimmbecken. Die Baustelle liegt mitten in jenem Kohlen-Zechengebiet, in dem durch den Bergbau hervorgerufene größere Setzungen selbst des dem Anschein nach festesten Baugrundes nicht zu den Seltenheiten gehören. Es kam daher bei der Konstruktion des Schwimmbeckens darauf an, die Gründung völlig unabhängig von der eigentlichen Trag-Konstruktion zu halten und so auszubilden, daß die infolge des Bergbaues aller Wahrscheinlichkeit nach eintretenden Bodensenkungen ohne jeden Einfluß auf die Standsicherheit und Haltbarkeit der gesamten Konstruktion blieben. Ferner mußte die Gründung so vor-

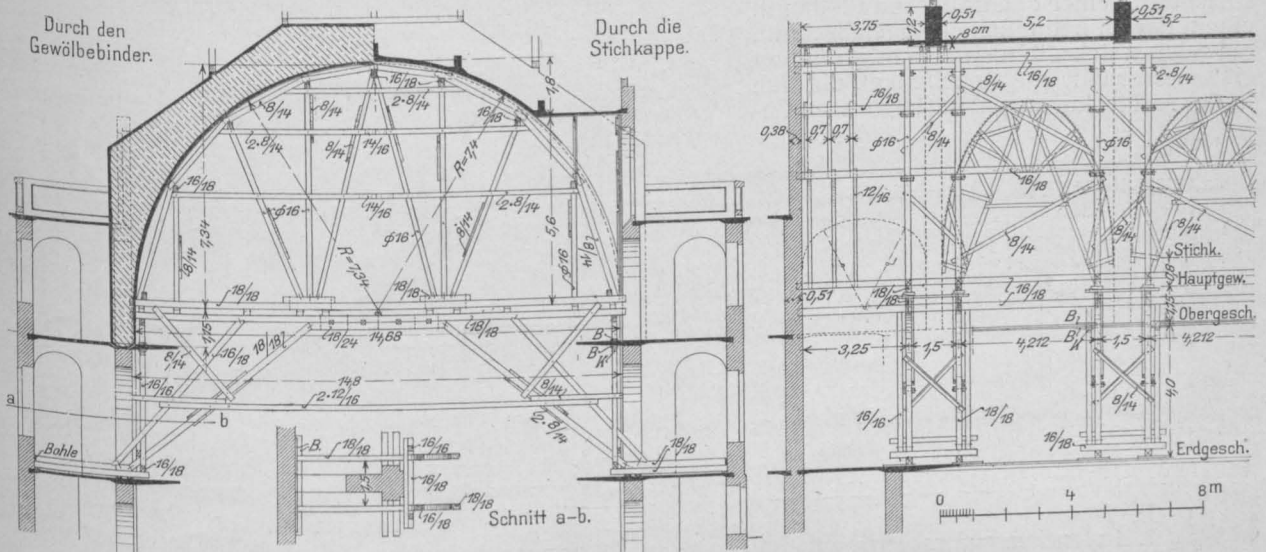
gesehen werden, daß selbst erhebliche Senkungen der Fundamente durch entsprechende Maßnahmen wieder beseitigt werden können. Die zu lösende Aufgabe war also nicht ganz einfach.



Ein Körper ist nun bekanntlich im Gleichgewicht, wenn er in drei und nur drei Punkten gestützt wird. Weitere Stützen sind überflüssig und verwirren das klare Bild der Lastverteilung und die Berechnung. Diese Stützung ist hier praktisch durchgebildet, indem das ganze Becken in drei Punkten, gebildet durch gußstählerne Kugellager, aufgelagert wurde. Die Bildbeilage, die einen perspektivischen Schnitt durch die Badeanstalt gibt, zeigt auch die Anordnung des Schwimmbeckens mit seinen drei Fundamenten (vergl. auch Abbildung 2). Der Hauptgrundsatz bei der Anordnung war zunächst darauf gerich-

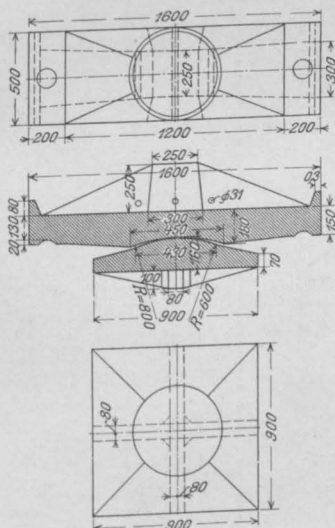
wegen beschränkt war. Das Gesamtgewicht des gefüllten Beckens beträgt 933,1 t.

a) Die Fundamente. Die drei Fundamente sind völlig gleich durchgebildet und nach dem größten Auflagerdruck von 325,1 t berechnet. Um die Gefahr der Bodensenkungen nach Möglichkeit auszuschalten, wurde seitens der Bauverwaltung eine zulässige Baugrundpressung von nur 1 kg/qcm vorgesehen. Diese geringe Beanspruchung ergab als Seitenlänge des Grundrißquadrates der Fundamentplatte 5,85 m, d. h. für jedes Fundament eine nutzbare Grundfläche von rd. 34,2 qm.



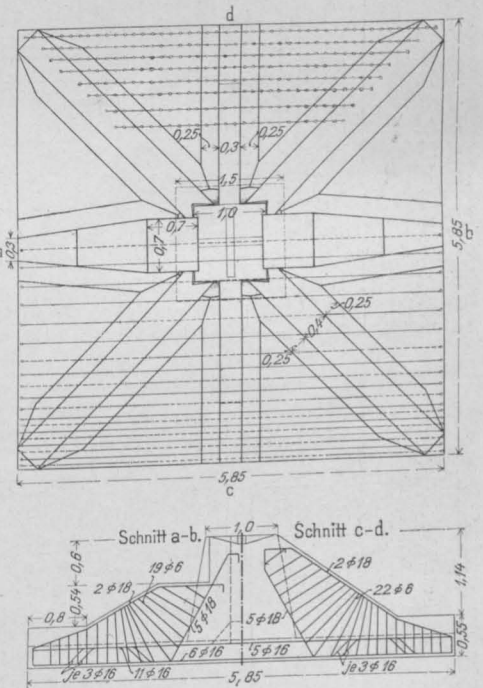
Abbildungen 5a und b. Querschnitt und Längsschnitt durch den oberen Teil der Schwimmhalle mit Lehrgerüsten.

tet, die Gesamtlasten des gefüllten Beckens so zu verteilen, daß jedes der drei Auflager annähernd den gleichen Anteil erhält. Hierdurch ergab es sich von selbst, daß an der tiefsten Stelle des Beckens der großen dort befindlichen Wassermengen wegen zwei Auflager angeordnet werden mußten, sodaß unter der vorderen Hälfte des Beckens das dritte Lager Platz fand. Hand in Hand mit dieser Forderung ging der durch unsere Anordnung erzielte Vorteil, daß die als Hauptträger ausgebildeten Längswände der beiderseitigen Kragarme wegen auf die ganze Länge bei vollem und leerem Becken nur negative Momente aufzunehmen haben. Dieser Umstand ist insofern von großer Bedeutung, als hierdurch der Druckgurt der Wandträger unten liegt, durch den Beckenboden gehalten wird und infolgedessen nicht ausknicken kann. Da die Wand gleichzeitig zur Aufnahme des auf sie entfallenden Wasserdruckes dient und daher unten stärker ausgebildet sein muß, ergibt die Konstruktion auch im Äußeren ein gutes statisches Bild. Die oben gestellte Forderung der gleichmäßigen Lastverteilung auf die 3 Stützpunkte ließ sich nur bei gefülltem Becken annähernd erzielen, während bei leerem Becken verschiedene Drücke erhalten. Der gefüllte Zustand schien dem Konstrukteur jedoch der maßgebende zu sein. Es ist erreicht worden, daß bei gefülltem Becken die beiden seitlichen Lager je 304 t, das vordere mittlere Lager 325,1 t aufzunehmen hat. Ein weiterer Ausgleich war nicht möglich, da die örtliche Lage der Fundamente der großen Grundplatten



Abbildungen 9a und b. Kugellager des Schwimmbeckens.

Abbildungen 6a und b (rechts). Eisenbeton-Lagerstuhl des Schwimmbeckens.



Diese Fundamentplatte, die naturgemäß aus Eisenbeton hergestellt wurde, wird durch 4 Diagonal- und 4 Mittelrippen mit einer abgestumpften Pyramide aus Stampfbeton sicher verbunden (Abbildung 6). Auf der oberen Fläche dieser abgestumpften Pyramide ruht das Stahlgelenk. Abb. 7, S. 26 zeigt das Fundament während des Bauzustandes eingeschalt und Abb. 8 fertig ausgeschalt. Die auf der oberen Grundfläche sichtbare vertiefte Kreuzrippe dient zur Aufnahme der Rippen des Stahlgelenkes. Zwei der einander gegenüber liegenden Mittelrippen sind in halber Höhe des Fundamentes abgeschnitten und zu einem kleinen Podest ausgebildet. Auf den Zweck dieser Anordnung wird noch zum Schluß zurückgekommen.

der Länge nach, teils quer durchbohrt. Durch diese Durchbohrungen werden einzelne Eiseneinlagen der Schwimmbeckenträger geführt. Die obere Gelenkplatt-

Abbildung 2.

Querschnitt  
durch die  
Schwimm- und  
Bade-Anstalt.

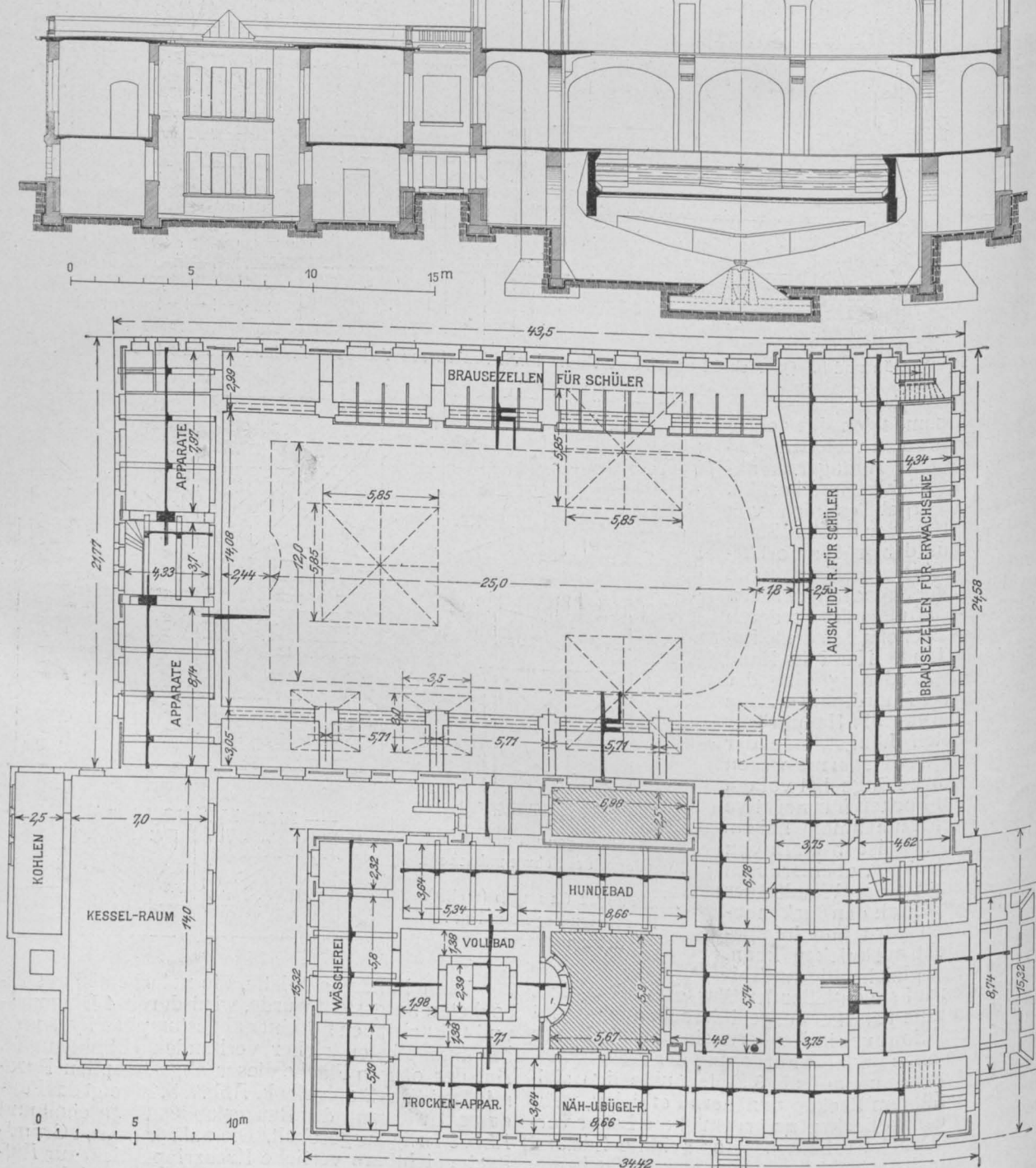


Abbildung 1. Grundriß der Gesamtanlage mit Eintragung der Eisenbetondecken.

lenkplatte befindet. Um eine völlig sichere Verbindung dieser oberen Platten mit der Schwimmbecken-Konstruktion zu erzielen, sind die Rippen der Platten teils

te liegt so, daß ihre Längenachse über den kleinen Podesten der Mittelrippen liegt, zu welchem Zweck, werden wir zum Schluß erwähnen. — (Schluß folgt.)

(Schluß folgt.)



## Ueber Volumänderungen im Beton und dabei auftretende Anstrengungen in Beton und Eisenbeton.

**U**eber diese wichtige Frage veröffentlicht Ing. O. Graf von der Material-Prüfungsanstalt Stuttgart in Heft 51 der „Ztschr. d. Vereins deutsch. Ing.“ Jhrg. 1912 Mitteilungen, die auf Versuchen fußen, die in genannter Anstalt seit 6 Jahren ausgeführt werden. \*) Daß

C. Schumann schon in den 80er Jahren vor. Jahrh. veröffentlicht worden, vergl. Protokolle des „Vereins Deutsch. Portland-Cement-Fabrik.“ 1881 bzw. 1889 und „Der Portland-Zement und seine Anwendungen im Bauwesen“ 4. Aufl. 1912, S. 30 ff.) In neuerer Zeit hat Prof. Schüle vom eidgen. Material-Prüf.-Amt Zürich umfangreiche der-

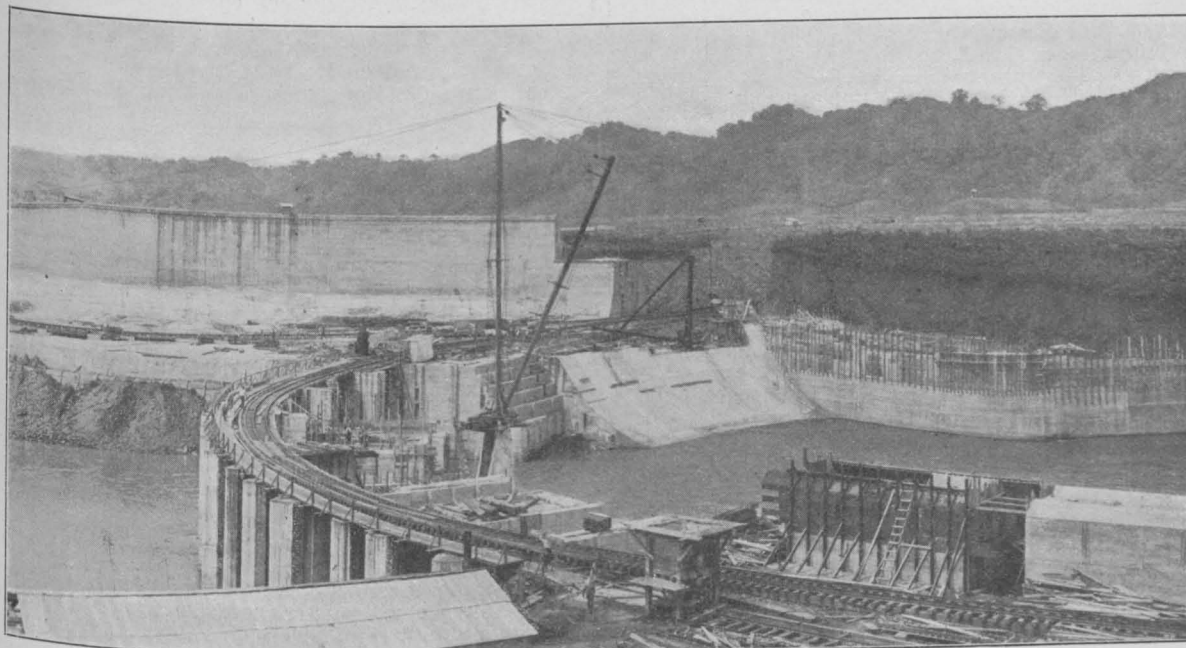


Abbildung 10. Ueberfall im Gatun-Damm zur Regelung des Gatun-Stausees.



Abbildung 11. Fangedamm (Eisenbeton-Pfeiler mit Holzstirn) in der unteren Gatun-Schleuse.  
Beton-Arbeiten am Panama-Kanal. (Phot. von Gebr. Haackel in Berlin.)

Zementmörtel bzw. Beton in der Feuchtigkeit sein Volumen vergrößert, an der trockenen Luft verkleinert, schwindet, ist seit langem bekannt. (Ausführlichere bis zu 5 Jahren ausgedehnte, zahlenmäßige Untersuchungen sind u. a. von

\*) In C. Bach u. O. Graf, Mitteilungen über Forschungsarbeiten Heft 72—74 S. 99 ff. sind die Versuche bis zu 3 jähriger Dauer bereits besprochen.

22. Februar 1913.

artige Versuche ausgeführt und in den Mitteilungen des betr. Amtes Jahrg. 1908 Heft 13 veröffentlicht. (Vergl. auch das Zementbuch S. 160.) Ferner teilt Mörsch in „Der Eisenbetonbau usw.“ 4. Aufl. 1912, S. 88, für die Fa. Wayss & Freytag in Stuttgart ausgeführte Versuche mit.

Die Stuttgarter Versuche zeigen, daß sowohl für die

feuchte, wie für die Trockenlagerung die Volumveränderungen während der ganzen Dauer der Belastungszeit von 6 Jahren zugenommen haben. Die Untersuchungen wurden angestellt mit Betonprismen der bedeutenden Abmessungen von 400 qcm Querschnitt, 1 m Länge (insoweit unterscheiden sie sich namentlich von den Schumann'schen Versuchen mit kleinen Stäbchen) und einem Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Zement zu 4 Raumteilen Rheinsand und Rheinkies (3 Sand : 2 Kies). Die Würfestigkeit des Betons betrug nach 7 Monaten rund 288 kg/qcm. Für diesen Beton ergeben sich die nachstehenden Änderungen

Art der Lagerung	Längenänderungen für Prismen von 1 m Länge, 400 qcm Querschnitt nach					
	1 Monat	3 Monaten	1 Jahr	2 Jahren	4 Jahren	6 Jahren
naß . .	+ 0,022	+ 0,035	+ 0,080	+ 0,095	+ 0,132	+ 0,177
trocken	- 0,065	- 0,202	- 0,410	- 0,435	- 0,485	- 0,512

Diese Zahlen bestätigen die früheren Erfahrungen, daß die Vergrößerungen bei feuchter Lagerung erheblich kleiner sind, als die Zusammenziehungen bei trockener Lagerung. Sie bestätigen ferner, daß die Änderungen im 1. Jahr am größten sind, was auch wieder für die Luftlagerung am stärksten zum Ausdruck kommt. Von den gesamten ermittelten Änderungen entfielen auf das 1. Jahr:

bei den unter Wasser gelagerten Körpern 45 %  
bei den an der Luft gelagerten Körpern 80 %.  
Die stärkste Zunahme zeigt sich innerhalb der ersten 7 Tage. Sie betrug an der Luft schon - 0,005, unter Wasser + 0,015. Nach den weiteren Untersuchungen ergab sich dann noch, daß die Geschwindigkeit der Zunahme abhängig sein kann von den Querschnittsabmessungen der Körper, Temperatur und Luftfeuchtigkeit, Luftzug usw.

Die Größe der Veränderungen ist ferner sehr verschieden bei verschiedenen Zementen. Welche Eigenschaften dabei mitsprechen, ist noch nicht festgestellt. Nach anderen Versuchen scheint die Mahlfineinheit nicht ohne Einfluß zu sein und zwar in günstigem Sinne, auf Verringerung der Längenänderungen.

Es wurden ferner Untersuchungen angestellt über die Volumen-Änderungen von Mörtel und Beton ver-

schiedener Zusammensetzung. Sie bestätigen die Erscheinung, daß magere Mischungen geringere Änderungen erleiden, für alle untersuchten Zemente. So gingen z. B. die Verkürzungen an Körpern einer Mischung von 1 Zement auf 2 Sand nach 2 Jahren, verglichen mit Körpern aus demselben Zement ohne Sandzusatz, durchweg auf mehr als die Hälfte herab.

Werden Eiseneinlagen in den Beton eingebettet, so widerstehen diese infolge des Gleitwiderstandes den Längenänderungen des Betons. Dadurch entstehen bei trockener Lagerung Zugspannungen im Beton, Druckspannungen im Eisen, bei feuchter Lagerung Druckspannungen im Beton, Zugspannungen im Eisen. Es wurden wieder Prismen der oben genannten Größe und Zusammensetzung untersucht mit einem eingebetteten Eisenstab von 20 mm Durchmesser. Es ergaben sich dabei folgende Längenänderungen:

Art der Lagerung	Längenänderungen an Eisenbetonprismen nach					
	1 Monat	3 Monaten	1 Jahr	2 Jahren	4 Jahren	6 Jahren
naß . .	+ 0,007	+ 0,015	+ 0,042	+ 0,050	+ 0,070	+ 0,080
trocken	- 0,045	- 0,110	- 0,200	- 0,200	- 0,210	- 0,225

Das ist für den Endpunkt nur etwa die Hälfte der Längenänderungen der Prismen ohne Eiseneinlagen. Wird ferner ein Dehnungskoeffizient des Flußeisens von 1 : 2 100 000 zu Grunde gelegt, so ergeben sich als durchschnittliche Spannung in den Eiseneinlagen der 6 Jahre alten Körper nach feuchter Lagerung 168 kg/qcm Zug, nach trockener Lagerung 472 kg/qcm Druck. Es ist also die durch v. Bach nachgewiesene Erscheinung erklärlich, daß trocken gelagerte Eisenbetonbalken unter der Last erheblich früher feine Risse (die aber auch bis zu hohen Beanspruchungen des Eisens fein bleiben) zeigen als feucht gelagerte. Soweit der Bericht.

Bei entsprechender Bewehrung können in der ausgeführten Eisenbeton-Konstruktion Spannungen dieser Höhe jedoch nicht auftreten, sodaß eine Berücksichtigung der aus der Schwindung entstehenden inneren Spannung, wie das z. B. Mörsch vertritt, doch nur bei statisch unbestimmten Systemen unter Umständen Platz zu greifen hätte.

## Untersuchungen über die Normalspannungen in rechteckigen Eisenbeton-Querschnitten bei Kraftangriffen außerhalb der Hauptträgheitsachsen.

Von Dr.-Ing. Henri Marcus in Berlin-Wilmersdorf. (Schluß.)

Es sollen nun noch die Fälle  $x_2 < 0$  und  $x_1 > a$  untersucht werden:

Fall I.  $x_2 < 0$  (Abbildung 8). Zwischen der Nulllinie und den Kantenspannungen bestehen die folgenden geometrischen Beziehungen:

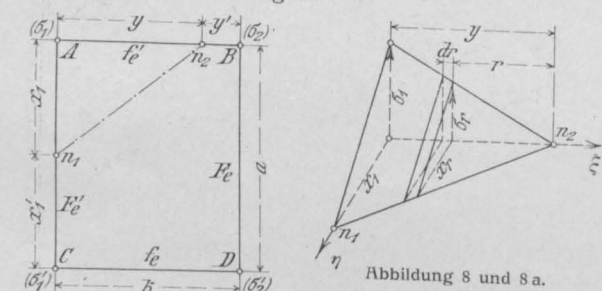


Abbildung 8 und 8a.

$$1a) \dots \sigma_1' = \sigma_1 \cdot \frac{x_1'}{x_1}; \quad \sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{y'}{y}; \quad \sigma_2' = \sigma_1 \left( \frac{y'}{y} + \frac{a}{x_1} \right).$$

Die Spannkraft eines Elementes des gedrückten Betonkörpers ist nach Abb. 8a:  $dS = \frac{1}{2} \cdot x_r \cdot \sigma_r \cdot dr$ , und da:

$$x_r = x_1 \cdot \frac{r}{y}, \quad \sigma_r = \sigma_1 \cdot \frac{r}{y}, \quad \text{so ist auch } dS = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot \frac{x_1}{y^2} \cdot r^2 dr.$$

Der Gesamtwiderstand des Betons ergibt sich somit

$$\text{zu } W_b = \int_{r=0}^{r=y} dS = \frac{1}{6} \cdot \sigma_1 \cdot x_1 \cdot y.$$

Der Widerstand  $W_e$  der Eiseneinlagen setzt sich aus folgenden Beiträgen zusammen:

$$\text{Einlage AC: } \frac{a \mu'}{2} (\sigma_1 - \sigma_1'),$$

$$\text{„ AB: } \frac{b \nu'}{2} (\sigma_1 - \sigma_2),$$

$$\text{„ BD: } - \frac{a \mu}{2} (\sigma_2 + \sigma_2'),$$

$$\text{Einlage DC: } - \frac{b \nu}{2} (\sigma_1' + \sigma_2'). \quad \text{Insgesamt}$$

$$W_e = \frac{1}{2} [\sigma_1 (a \mu' + b \nu') - \sigma_1' (a \mu' + b \nu) - \sigma_2 (a \mu + b \nu') - \sigma_2' (a \mu + b \nu)].$$

Die Gleichung I liefert:

$$P = W_b + W_e = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sigma_1}{x_1 y} \left\{ x_1^2 y^2 + 3 [x_1 y (a \mu' + b \nu') - x_1' y' (a \mu + b \nu')] - (x_1 y' + a y) (a \mu + b \nu) \right\} + x_1'$$

$$VI) \dots \frac{6P}{\sigma_1} \cdot x_1 y = x_1^2 \cdot y^2 - 3 \left\{ x_1 y' [2a \mu + b (\nu + \nu')] + x_1' \cdot y [2b \nu + a (\mu' + \mu)] - x_1 y' \cdot [a (\mu' - \mu) + b (\nu' - \nu)] \right\}.$$

Um die zweite Gleichgewichtsgleichung zu entwickeln, ermitteln wir das statische Moment des Spannungskörpers in Bezug auf die  $\eta$ -Achse.

Der Reihe nach ergibt sich:

$$S_b = \int_{r=0}^{r=y} (y-r) dS = \frac{\sigma_1 x_1 \cdot y^2}{24}.$$

$$S_e = \nu' \frac{b^2}{6} (\sigma_1 - 2\sigma_2) - \nu \frac{b^2}{6} (\sigma_1' + 2\sigma_2') - \mu \frac{ab}{2} (\sigma_2 + \sigma_2').$$

$$P \xi_0 = S_b + S_e = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sigma_1}{x_1 y} \left\{ \frac{1}{4} \cdot x_1^2 \cdot y^3 + b^2 \nu' x_1 (y - 2y') - b^2 \nu (x_1' y + 2x_1 y' + 2ay) - 3 \mu ab \right. \\ \left. - (2x_1 y' + ay) \cdot \left[ x_1 \cdot y' (2\nu + 2\nu' + 6\mu \cdot \frac{a}{b}) \right] \right\}$$

$$VII) \cdot \frac{6P}{\sigma_1} \cdot x_1 y \cdot \xi_0 = \frac{1}{4} \cdot x_1^2 \cdot y^3 - b^2 + x_1' \cdot y \cdot 3 \left( \nu + \mu \cdot \frac{a}{b} \right) + x_1 y' \cdot \left( 2\nu + 3\mu \cdot \frac{a}{b} - \nu' \right).$$

Ganz analog erhält man als Ausdruck der dritten Gleichgewichtsbedingung, wenn man das statische Moment des Spannungskörpers in Bezug auf die  $\xi$ -Achse errechnet:



$$S'_b = \int_{r=0}^{r=y} \frac{1}{3} dS \cdot x_r = \frac{1}{24} \cdot \sigma_1 \cdot y \cdot x_1^2.$$

$$S'_e = \frac{a^2}{6} \mu' (\sigma_1 - 2\sigma'_1) - \frac{a^2}{6} \cdot \mu (\sigma_2 + 2\sigma'_2) - \nu \frac{ab}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2).$$

$$P_{\eta_0} = S'_b + S'_e = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sigma_1}{x_1 y} \left[ \frac{1}{4} \cdot y^2 x_1^3 + a^2 \mu' y (x_1 - 2x'_1) - a^2 \mu (3x_1 y' + 2a y) - 3\nu ab \cdot \right]$$

$$(x'_1 y + x_1 y' + a y).$$

$$\text{VIII. } \frac{6P}{\sigma_1} \cdot x_1 y \cdot \eta_0 = \frac{1}{4} \cdot y^2 \cdot x_1^3 - a^2 \left[ \begin{aligned} & x_1 3y' \left( \mu + \nu \cdot \frac{b}{a} \right) + x'_1 \cdot y \\ & \left( 2\mu + 2\mu' + 6\nu \cdot \frac{b}{a} \right) + x_1 y \\ & \left( 2\mu + 3\nu \cdot \frac{b}{a} - \mu' \right) \end{aligned} \right]$$

Eliminiert man den Wert  $\frac{6P x_1 y}{\sigma_1}$  aus den 3 Gleichungen VI, VII und VIII, so erhält man für  $y$  2 Gleichungen,

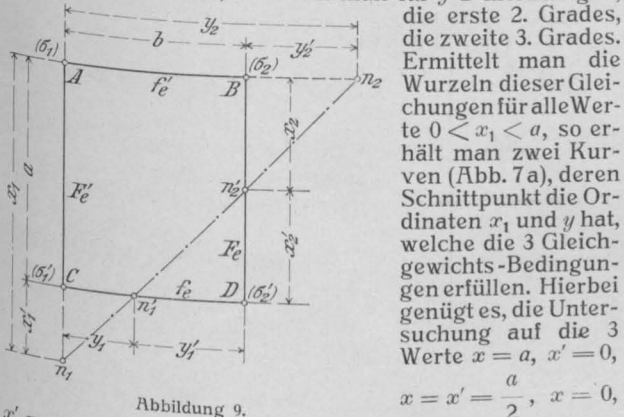


Abbildung 9.

$x' = a$  zu beschränken. Fall II  $x_1 > a$  (Abbildung 9). Die charakteristischen Beziehungen zwischen den Spannungsordinaten und der Nulllinie sind:

$$1b) \dots \sigma'_1 = \sigma_1 \cdot \frac{x'_1}{x_1}; \quad \sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{y'_2}{y_2}; \quad \sigma'_2 = \sigma'_1 \cdot \frac{y'_1}{y_1}.$$

Beachtet man, daß:  $x_2 : x_1 = y'_2 : y_2$ ,  $y_1 : y_2 = x'_1 : x_1$ , so erhält man auch:  $x'_2 = a - x_2 = \frac{a y_2 - x_1 \cdot y'_2}{y_2}$ ;

$$y'_1 = b - y_1 = \frac{b x_1 - y_2 \cdot x'_1}{x_1}. \text{ Mithin } \sigma'_2 = \sigma_1 \left( \frac{b}{y_2} - \frac{x'_1}{x_1} \right).$$

Als Hauptunbekannte werden die 4 Werte  $x_1, x'_1, y_2, y'_2$  betrachtet.

Der gesamte Widerstand des gedrückten Betons ist nach Abbildung 9a:

$$W_b = \frac{1}{6} (\sigma_1 x_1 y_2 - \sigma_2 \cdot x_2 y'_2 - \sigma'_1 \cdot x'_1 y_1) = \frac{(x_1^3 \cdot y_2^3 - x_1^3 \cdot y'_2^3 - x'_1^3 y_2^3)}{\sigma_1 \cdot 6 x_1^2 \cdot y_2^2}.$$

Die Anteile der Bewehrung betragen

$$\text{für die Einlage } AB: \nu' \frac{b}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{\nu' b \sigma_1}{2 y_2} (y_2 + y'_2),$$

$$AC: \mu' \frac{a}{2} (\sigma_1 + \sigma'_1) = \frac{\mu' a \sigma_1}{2 x_1} (x_1 + x'_1),$$

$$BD: \mu \frac{a}{2} (\sigma_2 - \sigma'_2) = \frac{\mu a \sigma_1}{2 x_1 y_2} [y_2 x'_1 - x_1 (b - y'_2)],$$

$$CD: \nu \frac{b}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) = \frac{\nu b \sigma_1}{2 x_1 y_2} (2 x'_1 y_2 - b x_1).$$

$$\text{Insgesamt: } W_e = \frac{1}{2 x_1^2 \cdot y_2^2} \cdot \sigma_1 \left\{ \begin{aligned} & \mu' a x_1 \cdot y_2^2 (x_1 + x'_1) + \\ & \nu' b \cdot x_1^2 \cdot y_2 (y_2 + y'_2) + \\ & \mu a x_1 y_2 (2 x_1 y'_2 - a y_2) + \\ & \nu b x_1 y_2 (2 x'_1 y_2 - b x_1) \end{aligned} \right\}$$

Die erste Gleichgewichtsbedingung lautet somit:

$$\text{IX. } \dots \frac{6P x_1^2 \cdot y_2^2}{\sigma_1} = x_1^3 \cdot y_2^3 - x_1^3 \cdot y'_2^3 - x'_1^3 \cdot y_2^3 +$$

$$3 \cdot \left\{ \begin{aligned} & \mu' a x_1 \cdot y_2^2 (x_1 + x'_1) + \nu' b x_1^2 y_2 (y_2 + y'_2) + \mu a x_1 y_2 \\ & (2 x_1 y'_2 - a y_2) + \nu b x_1 y_2 (2 x'_1 y_2 - b x_1) \end{aligned} \right\}$$

$$22. \text{ Februar } 1913.$$

Um die zweite Gleichgewichtsbedingung zu erhalten, haben wir das statische Moment des Spannungskörpers in Bezug auf die Achse AC zu bestimmen. Wie Abbildung 9a zeigt, läßt sich der Beitrag des gedrückten Betons als Differenz des Anteils des Tetraeders  $\sigma_1 A n_1 n_2$

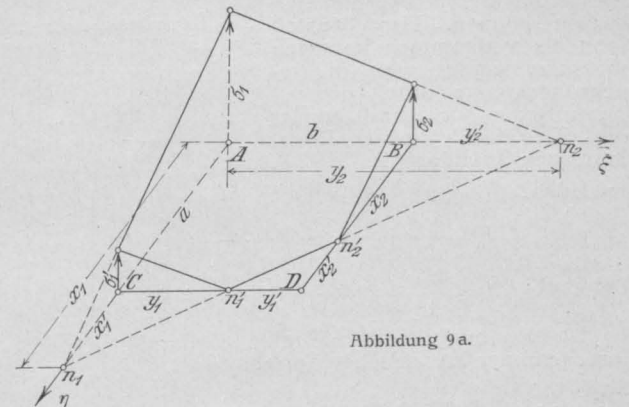


Abbildung 9a.

und der Anteile der Tetraeder  $\sigma'_1 \cdot C n_1 n'_1$  und  $\sigma_2 \cdot B n_2 n'_2$  darstellen.

Das statische Moment von  $\sigma_1 A n_1 n_2$  ist:  $\frac{\sigma_1 \cdot x_1 \cdot y_2^2}{24}$ , von

$$\sigma'_1 C n_1 n'_1 \text{ und } \sigma_2 B n_2 n'_2: \frac{\sigma'_1 \cdot x'_1 \cdot y_1^2}{24} + \frac{\sigma_2 \cdot x_2 \cdot y'_2}{24} (4 y_2 - 3 y'_2).$$

Insgesamt ergibt sich:

$$S_b = \frac{\sigma_1 \cdot x_1 \cdot y_2^2}{24} - \frac{\sigma'_1 \cdot x'_1 \cdot y_1^2}{24} - \frac{\sigma_2 \cdot x_2 \cdot y'_2}{24} (4 y_2 - 3 y'_2)$$

$$= \frac{\sigma_1}{24 \cdot x_1^3 \cdot y_2^2} [x_1^4 \cdot y_2^4 - x'_1^4 y_2^4 - x_1^4 y'_2^3 (y_2 + 3 b)].$$

Die Anteile der Bewehrung betragen:

$$\text{für } AB, \frac{1}{2} \cdot \nu' \frac{b^2}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_2) = \frac{1}{6} \cdot \frac{\nu' b^2 \sigma_1}{x_1^2 \cdot y_2^2} \cdot x_1 \cdot y_2 (y_2 + 2 y'_2),$$

$$CD, \frac{1}{2} \cdot \nu \frac{b^2}{3} (\sigma'_1 - 2\sigma'_2) = \frac{1}{6} \cdot \frac{\nu b^2 \sigma_1}{x_1^2 \cdot y_2^2} \cdot x_1 y_2$$

$$\cdot [x'_1 (y_2 + 2 y'_2) - 2 a b],$$

$$BD, \frac{1}{2} \cdot \mu a b (\sigma_2 - \sigma'_2) = \frac{1}{6} \cdot \frac{\mu a b \sigma_1}{x_1^2 \cdot y_2^2} \cdot 3 x_1 \cdot y_2$$

$$\cdot [y'_2 (x_1 + x'_1) - a b].$$

$$\text{Somit } S_e = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sigma_1}{x_1^2 \cdot y_2^2} \left\{ \begin{aligned} & \nu' b^2 x_1^2 y_2 (y_2 + 2 y'_2) + \nu b^2 x_1 y_2 \\ & \cdot [x'_1 (y_2 + 2 y'_2) - 2 a b] + 3 \mu a b x_1 y_2 \\ & \cdot [y'_2 (x_1 + x'_1) - a b] \end{aligned} \right\}.$$

Die zweite Gleichgewichtsbedingung lautet nun:

$$\text{X) } \dots \left\{ \begin{aligned} & \frac{6P x_1^2 \cdot y_2^2}{\sigma_1} \cdot \xi_0 = \frac{1}{4} [x_1^3 \cdot y_2^4 - x_1^3 \cdot y'_2^3 (y_2 + 3 b) \\ & - y_2^4 \cdot \frac{x_1^4}{x_1} + \nu' b^2 x_1^2 y_2 (y_2 + 2 y'_2) + \nu b^2 x_1 y_2 [x'_1 \\ & (y_2 + 2 y'_2) - 2 a b] + 3 \mu a b x_1 y_2 [y'_2 (x_1 + x'_1) - a b] \end{aligned} \right\}.$$

Eine ganz analoge Zwischenrechnung liefert schließlich als dritte Gleichgewichtsbedingung:

$$\text{XI) } \dots \left\{ \begin{aligned} & \frac{6P x_1^2 \cdot y_2^2}{\sigma_1} \cdot \eta_0 = \frac{1}{4} [y_2^3 \cdot x_1^4 - y_2^3 \cdot x'_1^3 (x_1 + 3 a) - \\ & x_1^4 \cdot \frac{y_2^4}{y_2} + \mu' a^3 \cdot y_2^2 \cdot x_1 (x_1 + 2 x'_1) + \mu a^2 x_1 y_2 \cdot \\ & [y'_2 (x_1 + 2 x'_1) - 2 a b] + 3 \nu a b x_1 y_2 [x'_1 (y_2 + y'_2) - a b] \end{aligned} \right\}.$$

Der weitere Gang der Rechnung ist derselbe wie früher: aus den 3 Gleichungen IX, X und XI wird der Ausdruck  $\frac{6P x_1^2 y_2^2}{\sigma_1}$  eliminiert, sodaß 2 Gleichungen zwischen

$x_1$  und  $y_2$  erhalten werden, deren Auflösung auf Grund einer Darstellung der Kurven  $y_2 = \varphi_1(x_1)$  und  $y_2 = \varphi_2(x_1)$  vorgenommen werden kann (Abb. 7b in No. 3); es ist dabei nur zu beachten, daß die Gleichungen nur für Werte  $x_1 > a$  und  $y_2 > b$  gelten.

Durch die bisherigen Entwicklungen sind alle Beziehungen zwischen Kraftangriff, Nulllinie und Randspannungen eindeutig klargestellt; für jede andere Lage der Nulllinie

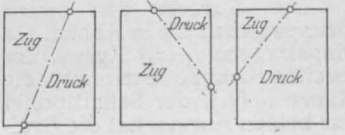


Abbildung 10.

läßt sich, wie die Abbildung 10 zeigt, die Behandlung der Aufgabe auf einen der drei untersuchten Fälle zurückführen. Es bleibt uns jetzt noch, den Fall zu betrachten, daß Zugspannungen auch vom Beton übernommen werden können. Der Baustoff kann als vollkommen homogen angesehen werden, wenn die Bewehrungsmenge durch den  $n$ -fachen Beton-Querschnitt ersetzt wird. Der ideale Querschnitt hat dann nach Abbildung 11

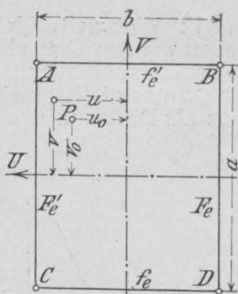


Abbildung 11.

den Inhalt  $F_i = ab + a(u + u') + b(v + v')$ ,  
 das Trägheitsmoment  $\left\{ \begin{aligned} J_u &= \frac{a^3 b}{12} + \frac{a^3}{12}(u + u') + \frac{a^2 b}{4}(v + v'), \\ J_v &= \frac{b^3 a}{12} + \frac{b^3}{12}(v + v') + \frac{b^2 a}{4}(u + u'). \end{aligned} \right. \dots \text{XII}$

Die Spannung in einem Punkte  $(u, v)$  ergibt sich, entsprechend der Navier'schen Formel, zu

XIII)  $\dots \sigma = \frac{P}{F_i} + \frac{P v_0}{J_u} \cdot v + \frac{P u_0}{J_v} \cdot u.$

Die Anwendung dieser Formel ist nur dann berechtigt, wenn sie mäßige Betonzugspannungen liefert, d. h. solange die Kraft  $P$  nur wenig außerhalb des Kernes\*) angreift. Ist dies nicht der Fall, so müssen sämtliche Zugkräfte nur von der Bewehrung aufgenommen werden.

Wir wollen nun mit einem einfachen Zahlenbeispiel die vorstehenden Untersuchungen abschließen.

#### Beispiel.

Der in Abb. 12 dargestellte Querschnitt hat folgende Abmessungen  $a = b = 100$  cm,  $f_e = f_e' = F_e = F_e' = 20$  qcm.

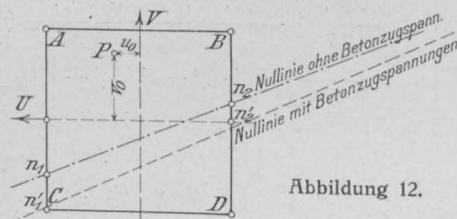


Abbildung 12.

Aufzunehmen sind die Kraft  $P = 100\,000$  kg, die Biegemomente  $M_u = 3\,691\,275$  kgcm,  $M_v = 1\,409\,360$  kgcm. Die Ordinaten des Kraftangriffspunktes sind  $u_0 = \frac{M_v}{P} = 14,0936$  cm,  $v_0 = \frac{M_u}{P} = 36,91275$  cm. Mithin  $\xi_0 = \frac{100}{2} - u_0 = 35,0064$  cm;  $\eta_0 = \frac{100}{2} - v_0 = 13,08725$  cm. Setzt man  $\mu = \mu' = \nu = \nu' = c$ ,

so gehen die Gleichungen IV und V über in:

IV a)  $\left\{ \begin{aligned} &x_1^2 \left( \xi_0 - \frac{b}{4} \right) + x_1 x_2 \left( \xi_0 - \frac{b}{2} \right) + x_2^2 \left( \xi_0 - \frac{3b}{4} \right) \\ &+ c(x_1 - x_1')(6\xi_0 - b) + c(x_2 - x_2')(6\xi_0 - 5b) = 0. \end{aligned} \right.$

V a)  $\left\{ \begin{aligned} &\frac{1}{4} \cdot x_1^3 + \frac{1}{4} \cdot x_1 x_2 (x_1 + x_2) + \frac{x_2^3}{4} - \eta_0 x_1^2 - \eta_0 \cdot x_1 x_2 \\ &- \eta_0 x_2^2 + (x_1 + x_2) \cdot ac(1 - 6\eta_0) - (x_1' + x_2') ac \cdot \\ &(5 - 6\eta_0) = 0. \end{aligned} \right.$

Mit  $c = \frac{n F_e}{a} = \frac{15 \cdot 20}{100} = 3$  cm, erhält man in Zahlenwerten:

IV a)  $\left\{ \begin{aligned} &10,906 x_1^2 - 14,094 x_1 x_2 - 39,094 x_2^2 + 346,308 \cdot \\ &(x_1 - x_1') - 853,692 (x_2 - x_2') = 0. \end{aligned} \right.$

V a)  $\left\{ \begin{aligned} &\frac{1}{4} \cdot x_1^3 + \frac{1}{4} \cdot x_2^3 + \frac{x_1 x_2}{4} (x_1 + x_2) - 13,08725 (x_1^2 + \\ &x_1 x_2 + x_2^2) + 64,43 (x_1 + x_2) - 1264,43 (x_1' + x_2') = 0. \end{aligned} \right.$

Die erste Gleichung liefert: für  $x_1 = 0, x_1' = 100, x_2 = 20,30$  cm, für  $x_1 = x_1' = 50, x_2 = 31,05$  cm, für  $x_1 = 100, x_1' = 0, x_2 = 47,15$  cm.

Aus der zweiten erhält man: für  $x_1 = 0, x_1' = 100, x_2 = 100,2$  cm, für  $x_1 = x_1' = 50, x_2 = 72,70$  cm, für  $x_1 = 100, x_1' = 0, x_2 = 0,346$  cm.

Die Wurzeln der ersten Gruppe geben die in Abbild. 12a eingetragene  $\sigma_1(x_1)$  Kurve, der zweiten Gruppe entspricht die Kurve  $\sigma_2(x_1)$ ; der Schnittpunkt der beiden Kurven hat die Ordinaten  $x_1 = 80$  cm,  $x_2 = 40$  cm.

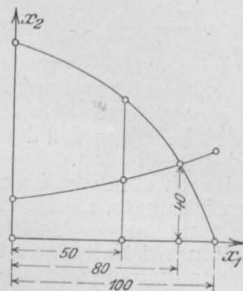


Abbildung 12a.

Aus Gleichung Ia ergibt sich nun:

$$\sigma_1 = \frac{6P}{b} \frac{x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2 + 6c[(x_1 - x_1') + (x_2 - x_2')]}{x_1} = 40,2685 \text{ kg/qcm.}$$

Mithin:  $\sigma_1' = \sigma_1 \cdot \frac{x_1'}{x_1} = 40,2685 \cdot \frac{20}{80} = 10,0671 \text{ kg/qcm}$

$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{x_2}{x_1} = 40,2685 \cdot \frac{40}{80} = 20,1342 \text{ „}$

$\sigma_2' = \sigma_2 \cdot \frac{x_2'}{x_2} = 20,1342 \cdot \frac{60}{40} = 30,2013 \text{ „}$

Die größte Eisendruckspannung  $\sigma_e' = n \cdot \sigma_1 = 604 \text{ kg/qcm}$  entsteht in der Kante A, die größte Eisen-Zugspannung  $\sigma_e = n \sigma_2' = 453 \text{ kg/qcm}$  in der Kante D.

Wird der gleiche Querschnitt unter Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons untersucht, so erhält man nach Gleichung XII:  $F_i = a^2 + 4ac = 11200 \text{ qcm;}$

$I_u = I_v = \frac{a^4}{12} + 8c \cdot \frac{a^3}{12} = 10\,333\,333 \text{ cm}^4.$

Somit nach Gleichung XIII:

$\sigma = \frac{100000}{11200} + \frac{100\,000}{10\,333\,333} \cdot 36,91275 v + \frac{100\,000}{10\,333\,333} \cdot 14,0936 u$   
 $\sigma = 8,93 + 0,3572 v + 0,1364 u.$

Für  $u = v = \frac{a}{2}$ , ist  $\sigma = \sigma_1 = 33,61 \text{ kg/qcm}$ ,  $\sigma_e' = n \sigma_1 =$

$504 \text{ kg/qcm}$ , für  $u = -v = \frac{a}{2}$ , ist  $\sigma = \sigma_1' = -2,11 \text{ kg/qcm}$ ,

für  $u = -v = -\frac{a}{2}$ , ist  $\sigma = \sigma_2 = 19,97 \text{ kg/qcm}$ , für  $u = v$

$= -\frac{a}{2}$ , ist  $\sigma = \sigma_2' = -15,75 \text{ kg/qcm}$ ,  $\sigma_e = n \sigma_2' = 236 \text{ kg/qcm}.$

Diese Zahlen zeigen, daß sich die Randspannungen, infolge der Mitwirkung des Betons in der Zugzone, um 20% verkleinern.

Zugleich tritt eine Verschiebung der Nulllinie ein. Die Gleichung dieser Linie lautet:  $0 = 8,93 + 0,3572 v + 0,1364 u.$

Für  $u = \frac{a}{2}$ , ist demnach  $v = -49,7$  cm,  $x_1 = \frac{a}{2} - v =$

$99,7$  cm,  $x_1' = 0,3$  cm; für  $u = -\frac{a}{2}$ , ist  $v = -3,91$  cm,  $x_2 =$

$\frac{a}{2} - v = 53,91$  cm,  $x_2' = 46,09$  cm. Man ersieht, daß die Druckzone eine Vergrößerung, und die Zugzone eine Verringerung erfahren.

Der gesamte Zugwiderstand ist, wie man sich leicht überzeugen kann:

XIV)  $\left\{ \begin{aligned} &Z = \frac{b}{6} (\sigma_1' x_1' + \sigma_1' x_2' + \sigma_2' x_2') + \frac{1}{2} [u' \cdot \sigma_1' x_1' \\ &+ u \cdot \sigma_2' \cdot x_2' + a v (\sigma_1' + \sigma_2')]. \end{aligned} \right.$

Soll nun dieser Widerstand ausschließlich von den in der Zugzone befindlichen Eisen geleistet werden, so ergibt sich als mittlere Eisenspannung:

XV)  $\sigma_e = \frac{b}{6} (\sigma_1' x_1' + \sigma_1' x_2' + \sigma_2' x_2') + \frac{1}{2} [u' \sigma_1' x_1' + u \sigma_2' \cdot x_2' + a v (\sigma_1' + \sigma_2')]$   
 $n \cdot \frac{\mu' x_1' + \mu x_2' + a v}{742 \text{ kg/qcm.}}$

Dieser Wert ist bedeutend höher als der genaue, zuerst gefundene Wert  $\sigma_e = 453 \text{ kg/qcm}$ ; benutzt man die Formel XV zur überschlägigen Ermittlung der Eisenspannungen, so wird man jedenfalls eine hinreichende Sicherheit in der Querschnittsbemessung erzielen. —

\*) Bezüglich der Ermittlung des Kernes verweisen wir auf die interessante Arbeit von Engesser: „Widerstandsmomente und Kernfiguren bei beliebigem Formänderungs-Gesetz (Spannungsgesetz)“. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1898.

Inhalt: Eisenbetonarbeiten in der Volksbade- und Schwimmanstalt in Gladbeck i. W. — Ueber Volumänderungen im Beton und dabei auftretende Anstrengungen in Beton und Eisenbeton. — Untersuchungen über die Normalspannungen in rechteckigen Eisenbeton-Querschnitten bei Kraftangriffen außerhalb der Trägheitsachsen. (Schluß.) — Abbildungen: Betonarbeiten am Panama-Kanal. —

Hierzu eine Bildbeilage:  
 Eisenbetonarbeiten in der Volksbade- und Schwimm-Anstalt in Gladbeck i. W.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
 Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
 Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

No. 5.

### Eisenbetonarbeiten in der Volksbade- und Schwimmanstalt in Gladbeck i. W.

(Schwimmbecken mit 510 cbm Inhalt in 3 Punkten gelagert.)

Vortrag, gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1913  
von Dr.-Ing. Paul Müller aus Oberkassel bei Bonn.

(Schluß.)

#### c. Die Schwimmbecken-Konstruktion.



ie schon erwähnt sind die seitlichen Längswände des Beckens, das in den Abbildungen 10 a—d in der Gesamtanordnung dargestellt ist, als Hauptträger ausgebildet und dienen gleichzeitig zur Aufnahme des Wasserdruckes. Diese Wände legen sich an der tiefsten Stelle des Beckens auf die

seitlichen Fundamente und werden im vorderen Teil durch einen starken Hauptunterzug abgefangen, der seinerseits in der Mitte auf dem vorderen Fundament ruht. Parallel zu diesem großen Querunterzug spannen sich zwischen die Hauptträger eine Reihe kleinerer Nebenunterzüge, welche die Bodenplatte tragen. Vorn und hinten ist das Becken durch Querwände geschlossen, die nur den Wasserdruck aufzunehmen haben.

Infolge der großen Kragarme werden die Längswände nur durch negative Momente beeinflusst. Es liegen also die Zugeisen im oberen Rande dieser Wände. Abbildung 11 zeigt den Bewehrungsplan der Wand, Abbildung 12, S. 36 die Bewehrung bei der Herstellung. Das negative Moment über der hinteren Stütze beträgt — 215 mt. Es reicht hier die vorhandene Trägerhöhe von 436 cm bei einfacher Bewehrung nicht aus, und es wurden daher in den Druckgurt 3 Rundeisen von 25 mm eingelegt. Es sind dies die Eisen, welche durch die Löcher des Stahlgelenkes hindurchgreifen. Die Zugbewehrung besteht in diesem Querschnitt aus 10 Rundeisen von 42 mm mit einem Querschnitt von 138,5 qcm. Die größten Momente treten in der Mitte des Querbalkens auf, nämlich im Maximum — 846,5 mt, wodurch der große Querschnitt (vergl. Abbildung 10 a) wohl leichter verständlich wird. Der Querschnitt dieses Balkens, den Abbildung 13 darstellt, ist 2,6 m hoch, der Druckgurt 1,6 m breit und 1 m hoch, der Steg des Plattenbalkens

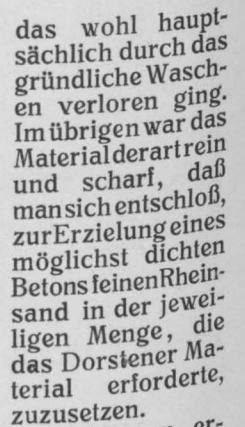
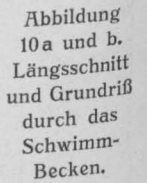
0,80 m breit. Trotz dieser großen Abmessungen reichen auch hier die Druckflächen zur Aufnahme der Druckspannungen nicht aus. Die Druckbewehrung besteht aus 14 Rundeisen von 35 mm, die Zugbewehrung aus 19 Rundeisen von 50 mm und 1 von 20 mm mit einem Gesamtquerschnitt von 510,98 qcm, d. h. 1,77 % der reinen Betonquerschnittsfläche. Die übrigen Querschnitte dieses Querbalkens konnten der kleineren Momente wegen schwächer ausgebildet werden, wodurch der Balken in seinen äußeren Abmessungen der Form von gleichem Widerstande ähnlich wurde. Abbildung 14, S. 35, gibt Aufschluß über die rechnerischen Durchbiegungen dieses Trägers bei den verschiedenen Belastungszuständen.

Ganz besondere Aufmerksamkeit wurde der Berechnung der Schubspannungen der Wandträger und des vorderen Querunterzuges gewidmet. Unter Zuhilfenahme der bei gefülltem Becken entstehenden Querkrafts- und Schubspannungs-Diagramme wurde genau ermittelt, welchen Anteil der Schubkräfte der Beton mit einer zulässigen Schubspannung von 4,5 kg/qcm aufnehmen konnte, und der Rest, der bei vielen Querschnitten recht erheblich war, zum einen Teil den aufgebogenen Eisen, zum anderen Teil den Bügeln zugewiesen.

Wenn es auch ein Unding ist, auf diese Art den einzelnen Konstruktionsteilen ihren Anteil an der Spannungsaufnahme einfach zuzudiktieren, so gibt die so durchgeführte Rechnung doch wenigstens das Endergebnis, daß alle vorhandenen Kräfte aufgenommen werden können und daß somit die Sicherheit der Konstruktion gewährleistet wird. Wie sich die Spannungen verteilen, bis der Gleichgewichtszustand erreicht wird, ist eine noch ungelöste Frage.

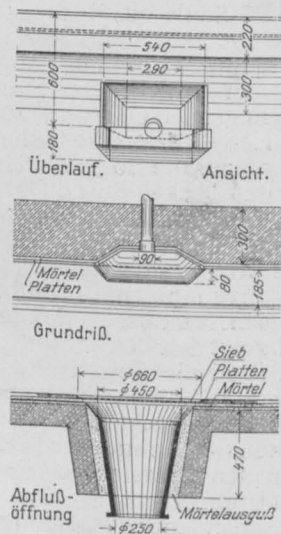
Einzelne Besonderheiten der Beckenausbildung sind noch aus den Abbildungen 15—17, S. 35 u. 34, ersichtlich. Wie allgemein bei derartigen Schwimmbecken üblich, befinden sich am Rande des Beckens in Wasserhöhe eine Anzahl Spucklöcher, die gleichzeitig als Ueberläufe dienen. An der tiefsten Stelle des Bodens ist ein Ablauftrichter angeordnet.

Der gesamte Beton für die Schwimmbecken-Konstruktion wurde im Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement zu 1 T. Reinsand bis zu 2 mm Korngröße, zu 3 T. gewaschenem Grubenquarzkies sand bis zu 35 mm Korngröße gemischt. Dieses Mischungsverhältnis ist folgendermaßen zu verstehen: Dem Grubenquarzkies sand, der in Dorsten in Westf. gewonnen wurde, fehlte das ganz feine Korn bis zu 1,5—2 mm Korngröße,



Im Inneren erhält das Becken einen reinen Zement - Mörtelputz, der für die Herstellung der erforderlichen Wasserdichtigkeit vollkommen genügt. Auf diesen Putz wurde ein Wandplattenbelag aufgebracht.

d. Die zur Wiederbeseitigung eingetretener Senkungen getroffenen Maßnahmen. Die Verteilung der gesamten Eigen- und Wasserlast des Beckens auf drei Punkte und die hiermit verbundenen hohen Auflagerdrücke in den drei Stahlgelenken ließen es von vornherein als undurchführbar erscheinen, bei einer eingetretenen Senkung das Becken in anderen Punkten als den durch die Gelenke gestützten, mit äußeren Kräften anzugreifen, um es in seinen früheren Zustand zurück zu bringen.



Abbildungen 16 und 17.  
Einzelheiten der Ueberläufe und des Ablaufes.

Abbildung 10c und d. Querschnitte durch das Becken.

Regens im vorigen Sommer völlig aufgeweichte Baugrund, verbunden mit starkem Grundwasserstrom, für die Aufstellung eines festen Gerüsts für das Becken außerordentlich hinderlich.

Hierzu kommt noch, daß bei einem Angriff durch äußere Kräfte im Gelenkmittelpunkt oder doch wenigstens in unmittelbarer Nähe dieses Punktes an den statischen Verhältnissen des leeren auf seinen



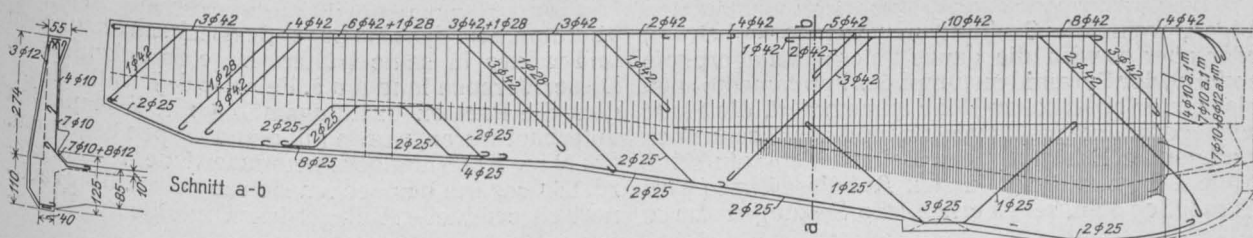


Abbildung 11. Ausbildung der Bewehrung der Seitenwände des Schwimmbeckens.

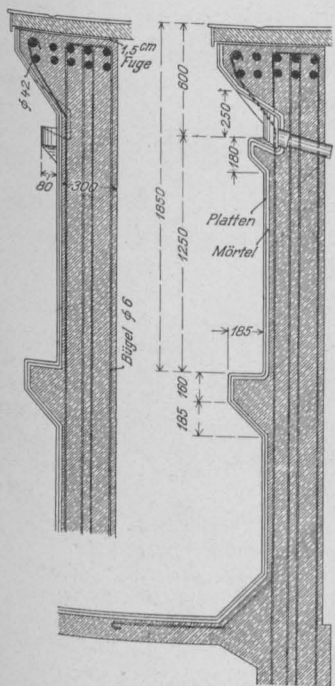


Abbildung 15. Ausbildung der Seitenwände des Beckens.

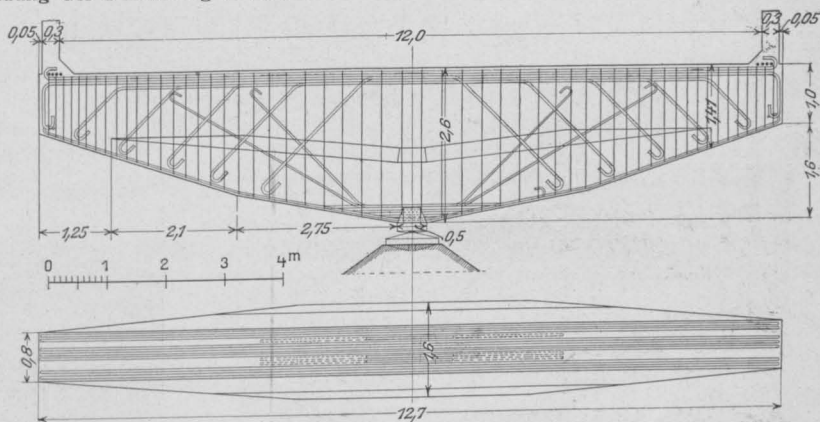


Abbildung 13. Bewehrung des Hauptunterzuges des Schwimmbeckens.

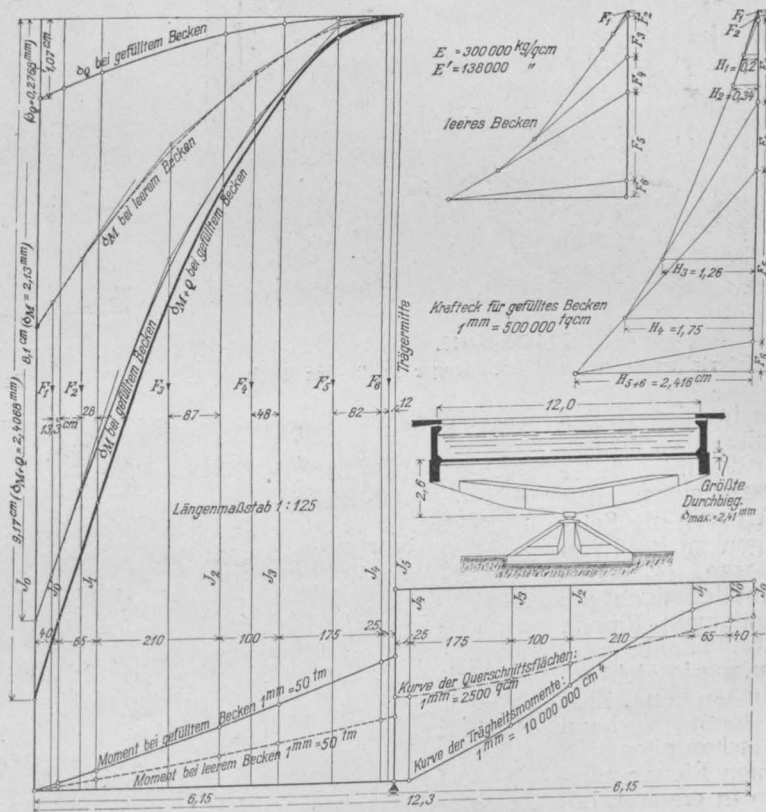


Abbildung 14. Durchbiegungen des Hauptquerträgers.

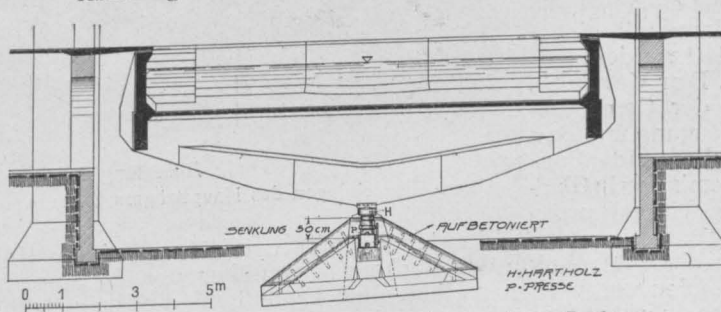


Abbildung 18. Wiederanhebung bei versacktem Becken.

3 Auflagern ruhenden Beckens fast nichts geändert wird. Würde man dagegen das Becken in anderen Punkten unterfangen wollen, so wäre für den jeweiligen Lastzustand eine Berechnung erforderlich gewesen, um sich zu überzeugen, daß die dann entstehenden Momente usw. auch angenommen werden können.

Das Anheben des gesackten Beckens kann am besten mit kleinen Druckwasser-Pumpengeschehen, wie solche bei der Montage eiserner Brücken allgemein üblich sind. Um den Pressen die erforderlichen Angriffspunkte am Becken und andererseits die nötige feste Unterstützung zu geben, wurde die obere Gelenkplatte in der Längsachse des Beckens so weit vorgestreckt, daß sich ihre Enden senkrecht über den im Fundamentkörper vorgesehenen kleinen Podesten befinden. Der Zwischenraum zwischen Oberkante - Podest und Unterkante - Gelenkplatte beträgt 70 cm und genügt, um eine kleine Druckwasserpresse mit Unterkeilung und Hartholzplatte zwischen Druckkolben und Gelenkplatte aufnehmen zu können.

Eine eingetretene Senkung des Fundamentes läßt sich nun in folgender Weise beseitigen (vergl. Abbildung 18). Nachdem unter das betreffende Stahlgelenk beiderseits je eine Druckpresse angebracht ist, wird das Becken mittels dieser Pressen angehoben, und zwar einige Zentimeter höher als der ursprüngliche Zustand be-

trug. Alsdann wird entweder die untere Gußplatte durch kleine Eisenkeile soweit erforderlich gehoben und neu vergossen (diese Maßnahme wird ge-

nügen, wenn die Senkung nur wenige mm beträgt) oder aber es wird die ganze untere Auflagerplatte entfernt, der Pyramidenstumpf des Fundamentes neu bis zur erforderlichen Höhe aufbetoniert, die Platte wieder ordnungsmäßig versetzt und das Becken nach genügender Erhärtung des Betons wieder in seine frühere Lage zurückgelassen. Auf diese Weise wird es möglich sein, selbst erhebliche Setzungen durch

übernommen, das eine Lager des Beckens anzuheben und wieder in seine frühere Lage zurückzulassen. Dieser Versuch fand am 5. Februar d. J. statt. Nachdem die Pressen ordnungsmäßig mit Eisenplatten unterbaut waren, wurde mit dem Pumpen begonnen. Bei einer Ablesung der Manometer jeder Presse von rd. 85 t begann das Becken sich zu heben. Der rechnerisch ermittelte Auflagerdruck infolge des Eigen-

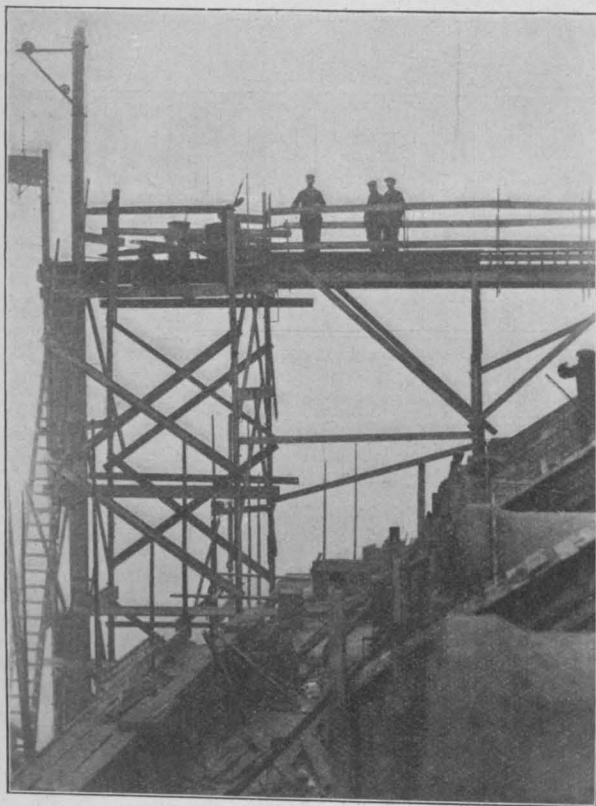


Abbildung 19.  
Materialien-Aufzug und Betoniergerüst für das Dach.

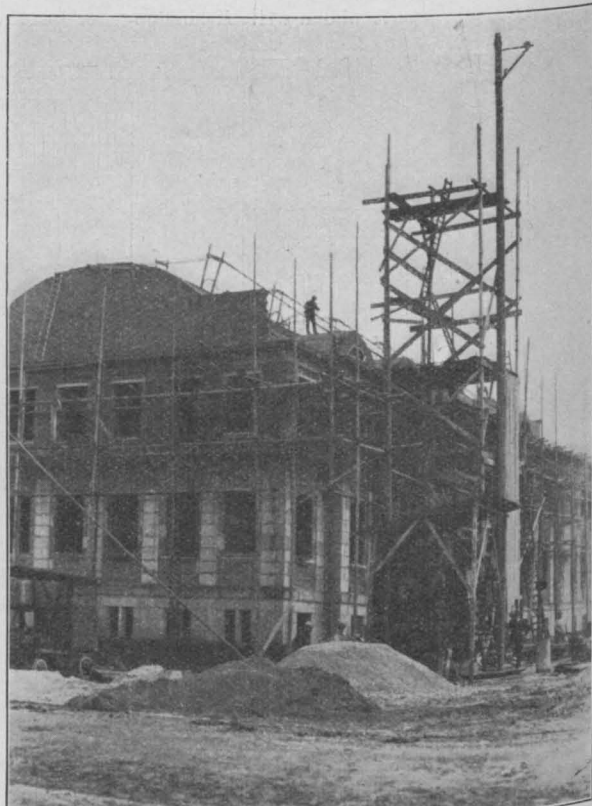


Abbildung 20.  
Beton-Mischmaschine und Aufzugsgestüt.

schrittweises Aufbetonieren in kleinen Abschnitten wieder auszugleichen.

Werden die Setzungen zu groß, so müssen selbstverständlich auch die Fundament-Rippen mitaufbetoniert werden, was ja leicht geschehen kann. Zum besseren Verband zwischen alten und neuen Rippen werden in ersteren Löcher ausgespitzt und Dübel eingelegt, die alsdann mit einbetoniert werden.

e. Der Versuch. Um der Gemeinde-Vertretung und den Mitgliedern der Baukommission in Gladbeck einmal praktisch zu zeigen, daß Abweichungen in der Höhenlage der Stützpunkte des Beckens gegenüber der normalen vorgesehenen Höhe ohne Einfluß auf die Standsicherheit der Konstruktion sind, und um ferner gleichzeitig zu beweisen, daß ein Anheben des Beckens in der von uns gedachten Weise zur Ausführung etwaiger Aufbetonierung der Fundamente möglich ist, hatte es die ausführende Firma

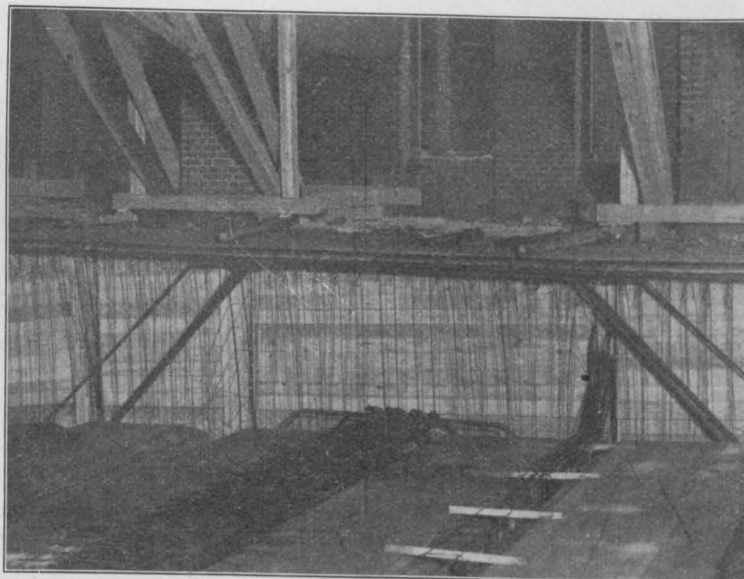


Abbildung 12.  
Obere Eiseneinlagen des Hauptträgers (Seitenwand) im Schwimmbecken.

einem Konstruktionsteile aufgetreten waren. Nach  $\frac{3}{4}$  Stunden wurde das Becken langsam wieder in seine frühere Lage abgesenkt. —

In den Abbildungen 19 und 20 seien schließlich noch 2 Ansichten vom Bau der Badeanstalt mit den Aufzügen für den Materialtransport bis zur Dachhöhe und mit den Gerüsten für die Betonierung des Daches mitgeteilt. —

gewichtetes des Beckens beträgt für den angehobenen Gelenkpunkt etwa 155 t ohne den Wandplattenbelag, sodaß ein Unterschied von 15 t bestand. Der Grund hierfür ist z. T. in der Pressenreibung, z. T. in dem natürlich nicht völlig richtig ermittelten Eigengewicht des Beckens zu suchen. Das Anheben ging in ruhiger, stoßfreier Weise ohne jeden Zwischenfall vor sich. Die Konstruktion verhielt sich genau wie im Ruhezustand. Einesorgfältige Untersuchung des Beckens ergab, daß keine Risse in irgend



## Betonarbeiten am Panama-Kanal. (Schluß aus No. 3)



enn die Umläufe mit ihren Abzweigen voll arbeiteten, würden sie die Kammer in acht Minuten füllen. Der Wasserspiegel in der Kammer soll aber nicht rascher als mit 30 cm Geschwindigkeit ansteigen, es wird also immer nur ein Teil der Öffnungen Wasser abzu-

halten hat, 23,8 m. Für den vollen Hub sind 60 Sek. Zeit erforderlich. Die Zylinderschütze haben etwa 2 m Durchmesser, ein Gewicht von 3,4 t und erfordern 10 Sek. Zeit für den vollen Hub von 90 cm. In Abb. 6 in No. 3 ist die Einförmigkeit der Schächte für die Zylinderschütze ersichtlich. Abbildung 12 zeigt die fahrbare Form für die Herstellung der Umläufe in der Mittelmauer der Schleuse von Pedro Miguel.

Die Tore der Schleusen sind eiserne Stemmtoore. Der Sicherheit halber sind die oberen Tore der obo-



Abbildung 13. Fahrbarer Bermkran mit Beton-Mischmaschine. (Schleusen bei Pedro Miguel und Miraflores.)

geben brauchen. Die Füllung erfolgt dann in 15 Minuten. Die Umläufe und die Abzweigungen in der Mittel-Mauer sind so eingerichtet, daß unter Umst. auch Wasser von der einen Schleusen-Kammer nach der anderen abgegeben werden kann.

Die Umläufe sind am oberen und unteren Ende jeder Schleuse mit Rollschützen (System Stoney), die Abzweigungen mit Zylinderschützen verschlossen, die sämtlich elektrisch angetrieben werden. Die Hubhöhe bei den ersteren beträgt 5,5 m, das Gewicht etwa 11 t, der größte Wasserdruck, den ein Schütz auszu-

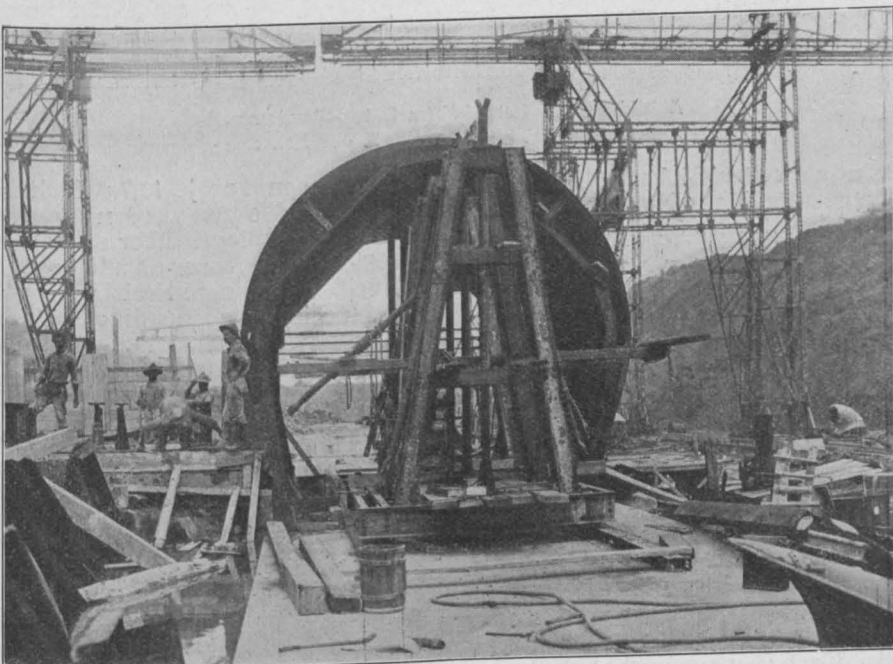


Abbildung 12. Fahrbare Lehre für die Umläufe der mittleren Schleusenmauer (Pedro Miguel).

ren Schleusen jeder Haltung (bei den Gatunschleusen auch der Mittelschleuse) doppelt ausgebildet. An den unteren Schleusen sind ferner Kehrtore vorhanden, für den Fall, daß der äußere Wasserspiegel höher steht, als in der Schleuse. Die Tore sind Riegel-Tore, deren wagrechte Träger je nach dem Wasserdruck in Abständen von 1,1 bis 1,5 m liegen.

Die Flügelbreite ist bei einer Richtung der Torschwelle gegen die Seitenmauern von 1:4 etwa 19,8 m, während die Höhe der Torflügel (in den 12 Schleusenkammern sind im ganzen 46 Tore vorhanden) zwischen 14,4 und

25 m schwankt. Letzteres Maß zeigen die unteren Tore der Miraflores-Schleuse, wo der Flutspiegel des Stillen Ozean 18,3 m über dem Drempeel steht und eine Hubhöhe von 5,5 m vorhanden ist, während Oberkante Torflügel noch 1,22 m über höchstem Wasserspiegel angeordnet ist. Die beiderseits mit Blechhaut versehenen Tore, die im unteren Teil eine Luftkammer besitzen, haben 2,3 m Dicke. Die Stirnflächen sind auf dem größten Teil der Länge parallel, nur nach Tornische und Schlagleiste zusammen gezogen. Die Gewichte eines Flügels schwanken zwischen 300 und 650 t. Der untere Stahl-Drehzapfen hat 40 cm Durchmesser. Ueber die Verankerung des oberen Drehzapfens ist schon das Nötige gesagt. Der Antrieb der Tore erfolgt durch Zahnstangen und ein elektrisches Getriebe. Die Doppeltore sind dabei in der Bewegung gekuppelt. Es sind Verriegelungen der Tore vorgesehen. Durch die Stahlguß-Auskleidung der Wandnischen wird der Druck auf den Beton auf 32 kg/qcm herabgesetzt. Auf die Torschwellen wird ein Druck bis zu rd. 15 t auf 1 lfd. m ausgeübt. Die Schwellen sind daher als Betonbögen von 30 m Halbmesser mit 9,5 m Stärke ausgeführt. Durch die schon erwähnten eingebetteten Träger und sonstigen Eiseneinlagen wird die Betonbeanspruchung auf das zulässige Maß herabgesetzt. Die Schwellen liegen 60 cm höher als der Schleusenboden, damit keine Versandung der Schwellen eintreten kann.

Die Montage der Tore ist aus Abbildung 7 und 8 in No. 3 ersichtlich. Zum Versetzen der Eisenteile ist eine Montage-Brücke mit Kran über die Kammer gespannt, der Stücke bis 18 t Größe zu heben hat. Die Montage erfolgt in halb geöffneter Stellung, sodaß der Transport von Materialien auf der Schleusensohlen nicht behindert wird. Vor dem Tore ist hier ein Fangedamm angeordnet.

Außer der Verdoppelung der Tore der oberen Schleusen sind als weitere Sicherheit Spannketten vorgesehen, die gewöhnlich in Nischen oberhalb der Tore liegen (vergl. Abb. 2 in No. 3) und vorgespannt werden, wenn ein Schiff einfährt. Die Ketten sind in solcher Entfernung vor den Toren eingelegt und so kräftig im gespannten Zustande, daß die lebendige Kraft eines mit 4 Seemeilen (je 1,85 km) Geschwindigkeit fahrenden 10 000 t Schiffes nach Durchbrechung der Kette vor den Toren aufgezehrt wäre. Die Schiffe werden im übrigen schon von der Einfahrt an mit auf der verlängerten Mittelmauer laufenden elektrischen Lokomotiven gezogen. Ein Bild der Verlängerung der Mittelmauer der Gatun-Schleuse zeigt Abbildung 4 in No. 3.

Schließlich ist noch für den Fall, daß die Tore beschädigt sind, ein rasch einsetzbarer Notverschluß oberhalb des obersten Tores vorgesehen (vergl. Abbildung 2). Er besteht aus einer auf der Außenmauer ruhenden ungleicharmigen Drehbrücke, deren hinterer kürzerer Arm durch Gegengewicht belastet ist, während der über die Schleusenkammer zu schwenkende lange Arm Losständer und Schütztafeln trägt, die rasch über einer besonderen Schwelle aufgestellt werden können. Für die Sicherheit des Betriebes sind also weitgehende Vorkehrungen getroffen.

Bezüglich der Ausführung der Betonarbeiten an

den Schleusen, die in Gatun in der Hauptsache mit fahrbaren Kabelbahnen, in Pedro Miguel und Miraflores mit fahrbaren Gerüst-Kranen erfolgte, sei nochmal auf die frühere Veröffentlichung in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1911 verwiesen. Bei den fahrbaren Kranen ist zu unterscheiden zwischen den außerhalb der Schleuse fahrenden Bermkranen und den in der Schleusen-Kammer fahrenden Kammerkranen. Die ersteren entnehmen das Material von den seitlich der Schleuse befindlichen Lagerplätzen, bedienen die Seitenmauern und mit großen Auslegern die Kammerkrane. Sie tragen gleichzeitig die Mischmaschinen. Ein Bild eines solchen Bermkranes zeigt Abb. 13. Die Kammerkrane haben nur einen festen Querarm. Ein Bild eines solchen Kranes erscheint teilweise in der Beilage zu No. 3. Der Maschinenpark von Pedro Miguel sollte auch in Miraflores verwendet werden. Erdbeben verboten dort aber z. T. die Aufstellung der Bermkrane, sodaß dort z. T. nur mit Kammerkranen gearbeitet werden mußte, die vorher in eine etwas andere Form gebracht wurden.

Es ist schon erwähnt, daß auch Fangedämme z. T. in Eisenbeton bei den Schleusenbauten zur Anwendung kommen. Abbildung 11 in No. 4 zeigt einen solchen in Eisenbeton-Pfeilern mit Holzstirn, der am

unteren Ende der Gatun-Schleuse aufgestellt werden mußte, um bei Ausbaggerung des Kanals zur See ein Ueber-schwellen der Schleusenbaugrube zu verhindern. Der Fangedamm hat eine Länge von 61 m, eine Höhe von 14 m und kostete rd. 150 000 M.

Als letztes Bauwerk sei noch der Ueberfall im Gatun-Staubecken erwähnt, den Abb. 10 in No. 4 in der Ausführung, Abbildg. 14 im Grundriß und im Schnitt darstellt. Er hat, um ein zu hohes Ansteigen des Gatun-Sees namentlich durch Hochwasser des Chagres-Flusses zu verhindern, durch

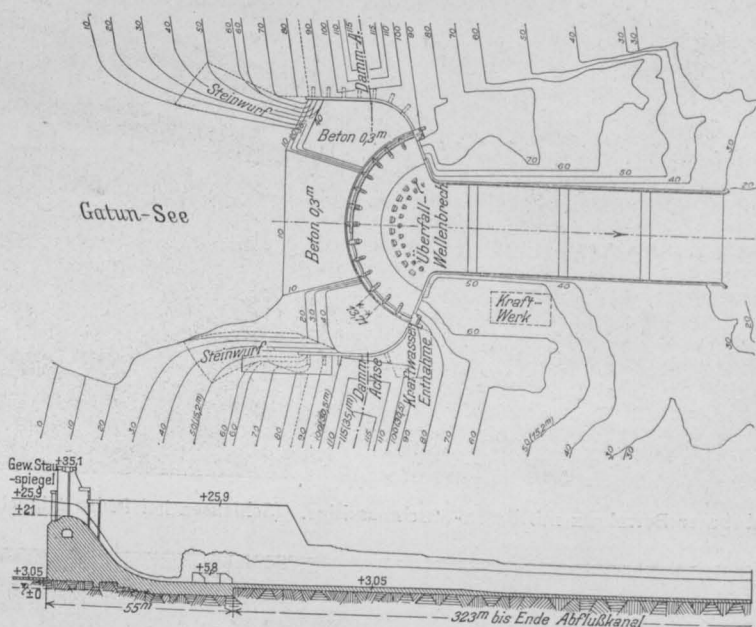


Abbildung 14. Ueberfall im Gatun-Staudamm.  
Grundriß und Längsschnitt in der Achse.

14 Oeffnungen von je 13,7 m Lichtweite, die durch Schütze geschlossen werden können, bei 4,9–5,5 m Höhe des Stauspiegels über der festen Wehrkrone etwa 400 cbm/Sek. Wasser abzuführen. Das Wehr ist im Grundriß nach einem Kreisbogen gekrümmt, sodaß dadurch schon die lebendige Kraft des überstürzenden Wassers z. T. vernichtet wird. Zur weiteren Abschwächung des Stoßes dienen die in Abbildung 14 sichtbaren Betonklötze, die an ihrer dem Wehr zugekehrten Seite mit Gußeisenplatten verkleidet wurden.

Wie aus Abbildung 10 in No. 4 ersichtlich ist, wurde bei der Ausführung oberhalb des Wehres eine dessen Krümmung folgende Transportbrücke auf Betonpfeilern errichtet, deren Zwischenräume während des Baues durch Fangedämme geschlossen werden konnten. Die überschüssigen Wassermengen wurden so lange durch eine Oeffnung im Gatun-Damm abgeführt. Seit 25. April 1910 wurde dagegen das gesamte Wasser durch den Ueberfall abgeführt, nachdem dessen Sohle und Seitenwände zu genügender Höhe aufgeführt waren. Nun konnte der Gatun-Damm geschlossen werden. Seit 30. April 1912 wird der See angestaut, was bei seiner großen Ausdehnung natürlich erhebliche Zeit erfordert.

Die überschüssigen Wassermengen des Stausees sollen z. T. zur Kraftgewinnung für den Schleusen-



Betrieb, zur Kanalbeleuchtung, vielleicht auch zum elektrischen Betrieb der Panama-Eisenbahn verwendet werden. Das Dampfkraftwerk in Miraflores, das mit dem neuen Kraftwerk bei Gatun verbunden wird, bleibt als Reserve bestehen.

Zum Schluß seien noch einige Angaben über den Arbeitsfortschritt gemacht:

Im Gatun ist mit den Betonierungs-Arbeiten an den Schleusen Ende August 1909 begonnen worden. Die Gesamtmasse des herzustellenden Betons beträgt rd. 1,6 Mill. cbm. Davon waren Ende Juni 1910 (die Jahresberichte reichen stets von Juli bis Ende Juni) bereits  $\frac{1}{4}$  geleistet. Die Höchstleistung betrug 68 200 cbm im Juni 1910 in 26 Arbeitstagen, d. s. 2624 cbm täglich im Durchschnitt, während die Höchstleistung an 2 Tagen 3060 cbm betrug. Ende Juni 1911 war die Gesamtleistung 68,34%, Ende Juni 1912 bereits 93,8% der zu verbauenden Gesamtmasse.

In Pedro Miguel traten am 15. Juli 1910 die Betonierungs-Einrichtungen in Tätigkeit. Von der Gesamtmasse von 656 400 cbm waren Ende 1910 (d. h.

des Berichtsjahres) 12 600 cbm eingebaut, Ende 1911 bereits 79,42 %. Am 31. Januar 1911 wurden die Betonierungs-Einrichtungen abgebaut, um sie in Miraflores wieder zu verwenden. Die Leistung im Berichtsjahr 1911/1912 betrug noch 139 855 cbm.

In Miraflores, wo die Gesamtmasse des einzubauenden Betons etwas über 1 Mill. cbm beträgt, wurden die Betonierungs-Arbeiten am 1. Juni 1910 zunächst ohne maschinelle Transportmittel aufgenommen. Am 23. März 1911 konnten dann die maschinellen Einrichtungen in Betrieb genommen werden. Bis Ende Juni 1912 waren rd. 714 400 cbm eingebaut. Im Berichtsjahr 1910/1911 betrug die Leistung für die Arbeitsstunde 215 cbm.

Die Kosten für 1 cbm fertig eingebauten (reinen) Beton stellten sich für das Berichtsjahr 1910/1911 im Durchschnitt auf 36,20 M. in Gatun, 25,75 M. in Pedro Miguel und 25,70 M. in Miraflores. Der große Unterschied zwischen Gatun und den beiden Schleusengruppen nahe dem Stillen Ozean liegt namentlich in den Transportkosten für Zement, Sand und Steine.—

### Von der 36. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin 1913.



Am 10., 11. und 12. Februar d. Js. hielt der Verein seine 36. ordentliche General-Versammlung in Berlin unter dem Vorsitz des Hrn. Dir. Dr. Müller-Kalkberge, ab. Für die Versammlung, an der sich auch Vertreter staatlicher und städtischer Behörden, der Material- und ausländischer Industrien (englische und russische Portland-Zement-Industrie) in großer Zahl beteiligten, waren etwa 450 Teilnehmer eingeschrieben. Der Vorsitzende eröffnete die Versammlung mit kurzen Begrüßungsworten und widmete dann den im Vorjahr durch den Tod abgerufenen Mitgliedern, unter ihnen namentlich dem um die Zement-Industrie und den Verein besonders verdienten Dir. Karl Prüssing-Hemmoor warme Worte der Erinnerung.

Die Verhandlungen wurden dann eingeleitet durch Vorlage des Geschäfts-Berichtes, der sich gedruckt in den Händen der Teilnehmer befand. Wir entnehmen demselben, daß der Mitgliederbestand am 1. Januar im Ganzen 103 mit 694 Anteilen betrug, am 31. Dezember 1912 zwar nur noch 99, aber mit zusammen 747 Anteilen. Es ist also gegen das Vorjahr eine Erhöhung der Erzeugung um 62 Anteile eingetreten, was einem Mehr von 3,1 Mill. Faß entspricht. Die Gesamterzeugung der Vereinsmitglieder stellt sich demnach auf rd. 37,35 Mill. Faß Portland-Zement.

Es sei hier gleich erwähnt, daß auf Veranlassung des Reichsamtes des Inneren mit Unterstützung der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portland-Zement-Industrie und einer dazu eingesetzten besonderen Kommission, der drei Vereinsmitglieder angehörten, allgemeine Produktions-Erhebungen in der Zement-Industrie angestellt worden sind. Danach bestanden sowohl 1910 wie 1911 im Ganzen 135 Betriebe, von denen 117 Portland-Zement, 6 Eisen-Portland-Zement, 6 Schlacken-Zement, 6 verschiedene Zemente herstellten und dabei 141 292 bzw. 153 226 PS. an Kraftmaschinen und durchschnittlich in den Fabriken selbst 22 386 bzw. 22 905 genossenschaftlich versicherte Personen beschäftigte. Hergestellt wurden 34 512 283 bzw. 39 128 216 Faß (zu 170 kg) Zement, darunter 22 264 50 bzw. 27 109 01 Faß Eisen-Portland-, Schlacken-Zement usw. Der Absatz betrug 1911 im Inland 30 975 859 Faß, im Ausland (einschl. des Kontinents) 4 149 995 Faß. Auch hierüber gibt der Geschäftsbericht noch eingehendere Auskunft.

Es folgten dann die geschäftlichen Angelegenheiten des Vereins, Vorlage des Jahresabschlusses durch den Kassierer und Neuwahl des Vorstandes. Die satzungsgemäß ausscheidenden Mitglieder wurden wiedergewählt. Daran schloß sich die Wahl für den Verwaltungsrat des Vereins-Laboratoriums, die ebenfalls zu keinen Änderungen führte.

Hieran schlossen sich die Berichte der einzelnen Ausschüsse, die jedoch von einem kurzen, von Lichtbildern begleiteten Vortrag des Hrn. Prof. Dr.-Ing. Rudolf Dyckerhoff-Amöneburg, unterbrochen wurden, der über „Zement-Kalkmörtel bei Talsperrenbauten“ sprach. Redner wendete sich gegen eine Veröffentlichung von Dir. Dr. Hambloch im „Zentralblatt der Bauverwaltung“, der den Zement-Kalkmörtel als nicht geeignet für den Talsperrenbau, jedenfalls aber als hinter dem Traß-Kalkmörtel zurückstehend erklärte. Hr. Dr. Dyckerhoff zeigte an den Beispielen der Talsperre in den Vogesen,

bei Einsiedel, bei Gotha usw., daß sich der Zement-Kalkmörtel durchaus bewährt habe, dem Traß-Kalkmörtel nicht nachstehe, sodaß letzterer keinesfalls dort den Vorzug verdiene, wo der erstere wirtschaftlich vorteilhafter sei. An die Ausführungen, auf die zurückzukommen wir uns vorbehalten, schloß sich eine Aussprache, an der sich die Hrn. Geh. Hofrat Scheit-Dresden, Dir. Müller, Dr. Aug. Dyckerhoff-Amöneburg und der Vortragende beteiligten und in der der erste Redner die Frage als noch keineswegs ausreichend geklärt bezeichnete.

Den Bericht der Sand-Kommission erstattete Hr. Dir. Dr. Goslich-Züllchow, der nichts Neues oder Nachteiliges über den Normalsand zu berichten habe, den der Normen-Kommission Hr. Dr. Aug. Dyckerhoff. Redner ging auf das Verfahren der Prüfung mit Prismen aus plastischem Mörtel ein, erwähnte den Bericht, den Hr. Prof. Gary-Berlin-Lichterfelde auf dem internationalen Materialprüfungs-Kongreß 1912 in New York erstattet hat, sowie auf die Unstimmigkeiten, die dort im Schoße der Kommission bezüglich der Ausführung von Proben aufgetreten sind. Hr. Prof. Schüle-Zürich, soll diese Fragen klarstellen und die internat. Kommission zusammenberufen, was noch nicht geschehen ist. Der deutsche Ausschuß hat stetig weitergearbeitet und wird sein Material vollinhaltlich veröffentlichen.

Namens der Kommission für Bindezeit und Raumbeständigkeit berichtete Hr. Dir. Dr. O. Strebel, Hemmoor a. d. Oste. Die Kommission hat Vergleichsversuche mit deutschen und 3 aus dem Handel nachgewiesenen englischen und 8 französischen Zementen gemacht. Das Ergebnis der Bindezeit- und Raumbeständigkeits-Untersuchung an 9 Prüfungsstellen nach der Le Chatelier-Methode zeigte stark schwankende Ergebnisse. Die englischen Zemente zeigten, wohl infolge ihres geringeren Kalkgehaltes, erheblich geringere Festigkeiten als die deutschen, bestanden aber alle die Le Chatelier-Probe. Die französischen Zemente entsprachen den deutschen Anforderungen besser. Als Beweis dafür, daß das Nichtbestehen der Kochprobe noch kein Zeichen für mangelnde Beständigkeit des Zementes sei, wurden Lichtbilder von Zementwerkstücken vorgeführt, die vor 16 Jahren hergestellt, bis heute der Witterung ausgesetzt gelagert und sich dabei sehr gut gehalten haben.

Auf der Suche nach neuen Methoden ist auch die von Dr. Kühl vorgeschlagene, die sich als eine neue Form der Kochprobe kennzeichnet, untersucht, aber als nicht anwendbar befunden worden; es ist ferner ein von Dr. Aug. Dyckerhoff vorgeschlagenes Verfahren, die Ausdehnung prismatischer Stäbe mit schrägen Köpfen in kaltem Wasser als Maßstab zu nehmen, untersucht worden. Es hat sich dabei gezeigt, daß nicht raumbeständige Zemente gleich zu Anfang starke Ausdehnungen zeigen. Es sollen weitere Versuche mit diesem Verfahren und mit Zementmörtel in konischen Ringen gemacht werden.

Hr. Dr. Goslich macht dann Mitteilungen über die Arbeit der Meerwasser-Kommission. Diese hat sich namentlich mit der Frage des zulässigen  $\text{SO}_3$ -Gehaltes befaßt. Es sind bekanntlich Vergleichs-Versuche mit deutschem Zement und französischem Boulogne-Zement angestellt, von dem der letztere geringen  $\text{SO}_3$ -Gehalt besitzt. Die untersuchten 5jährigen Proben haben für den deutschen Zement höhere Festigkeiten ergeben. Würden

beide Zemente auf  $2\frac{1}{2}\%$  Gipsgehalt angereichert, so ergeben sich sogar bei beiden noch höhere Festigkeiten, dieser Gehalt an  $\text{SO}_3$  hat also auf keinen Fall geschadet. Ebenso haben sich die im Meerwasser versenkten größeren Versuchsstücke aus Beton bei dem schwefelsäurereichen deutschen Zement besser gehalten als bei dem schwefelsäurearmen französischen Zement. Deshalb haben die deutschen Vertreter an den VI. internationalen Materialprüfungs-Kongreß auch den Antrag gestellt, allgemein ein  $\text{SO}_3$ -Gehalt von  $2\frac{1}{2}\%$  zuzulassen.

Ferner hat sich Traßzusatz bei kieselsäurearmen Zement in magerer Mischung als günstig für das Verhalten im Seewasser erwiesen. Der Grund ist noch nicht sicher festgestellt, es sind dazu noch weitere Versuche erforderlich.

Neuere Versuche auf Sylt und Helgoland betreffen die Frage der Dichtigkeit bei einseitigem Wasserdruck und der geeigneten Mischungen für Schüttbeton im Seewasser. Die ersten Versuche sind mit fein und grob gemahlenem, sowie mit Erzzement (Erfindung von Dr. Michaelis), Eisen-Portland-Zement und 5 verschiedenen Sanden vorgenommen worden. Von den 5 Altersklassen ist die erste nach 6 Monaten schon geprüft, die Ergebnisse dürfen aber noch nicht veröffentlicht werden.

## Von der 16. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913.

**V**om 13. bis 15. Februar d. Js. hat in Berlin der „Deutsche Beton-Verein“ unter dem Vorsitz des Hrn. Ing. Alfr. Hüser-Oberkassel seine 16. Haupt-Versammlung abgehalten, die in bezug auf Teilnehmerzahl an den beiden öffentlichen Sitzungstagen, die sich auf gegen 800 Personen belaufen hat, alle bisherigen übertraf. Auch die Beteiligung durch Vertreter des Staates und der städtischen Baubehörden, Technischen Hochschulen usw. war stärker als je zuvor, ein Zeichen dafür, daß sich das Interesse an den Verhandlungen und Vorträgen des Vereins und an dem Baustoff Beton und Eisenbeton noch in aufsteigender Linie bewegt.

Den beiden öffentlichen Sitzungstagen ging wieder eine Versammlung im engeren Kreise der Mitglieder voraus, auf welcher über innere Vereins-Angelegenheiten, über wirtschaftliche und über solche technische Fragen verhandelt wurde, die noch nicht weit genug gediehen sind, um damit an die Öffentlichkeit zu treten. Nur auf einige Punkte wurde an den späteren Sitzungstagen noch zurückgekommen.

Aus dem Geschäftsbericht, der nach kurzen Begrüßungsworten des Vorsitzenden vom Vereinsdirektor Hrn. Reg.-Bmstr. Petry in den Punkten zunächst verlesen wurde, die nicht nach der Tagesordnung noch besonders zu behandeln waren, entnehmen wir, daß der Verein gegen das Jahr 1911 von 248 auf 263 Mitglieder zugenommen hat (davon 164 ordentliche, 78 außerordentliche, 21 beratende), die gegen 74 000 M. Jahresbeiträge aufbringen.

Bezüglich der Arbeiten der besonderen Ausschüsse des Vereins sei bemerkt, daß der Betonrundeisen-Ausschuß, der in Gemeinschaft mit dem „Verein Deutscher Eisenhüttenleute“ gebildet worden ist, seine Versuche, die im Material-Prüfungsamt Gr.-Lichterfelde ausgeführt werden, bis auf eine Versuchsreihe abgeschlossen hat, daß die Ergebnisse jedoch noch nicht geordnet vorliegen.

Ueber die Tätigkeit des Röhren- und Kunststein-Ausschusses, zu der sein Vorsitzender Hr. Langelott-Dresden-Cossebaude, noch einige Erläuterungen gab, ist mitzuteilen, daß sich dieser auf Veranlassung des Tiefbauamtes zu Frankfurt a. M. mit der Frage befaßt hat, ob es zweckmäßig sei, eine einheitliche Muffenform für Zementröhren einzuführen und vorzuschreiben. Es sind Erhebungen über die verschiedenen vorkommenden Formen angestellt worden, wobei sich eine große Mannigfaltigkeit ergeben und gezeigt hat, daß die Formen vielfach wohl zweckmäßiger gestaltet werden könnten. Ein überwiegendes Erfordernis, eine einheitliche Muffenform einzuführen, kann jedoch nicht anerkannt werden, es lassen sich auch verschiedene Formen ohne besondere

### Vermischtes.

Prüfungen im Eisenbetonbau an der Technischen Hochschule in Darmstadt können nach Aenderung der Diplomprüfungs-Ordnung jetzt abgelegt werden. Mit Rücksicht auf die Bedeutung, welche der Eisenbetonbau in theoretischer und praktischer Beziehung erlangt hat, werden in der neuen Prüfungs-Ordnung vom 27. Sept. 1912 die Eisenbetonbauten sowohl in der Statik der Baukonstruktionen, als auch im Eisenbau besonders geprüft. Ferner kann der Eisenbetonbau in der Sonderprüfung für Bauingenieure als Hauptfach gewählt werden. Durch entsprechende Vorlesungen und Uebungen im Eisenbeton-

Es berichtete ferner Hr. Patentanwalt E. Cramer-Berlin über die Arbeiten des Ausschusses zur Aufstellung einheitlicher Benennungen für hydraulische Bindemittel. Der Ausschuß hat einen gedruckten Bericht vorgelegt und gliedert danach die betr. Bindemittel in 2 Gruppen, je nachdem das Rohgestein aufbereitet oder nicht aufbereitet ist. Der ersteren gehören Portland-Zement, Eisen-Portland-Zement, Hochofen-Zement an, der zweiten Romanzement, Naturzement, Wasserkalk, Puzzolan-Zement, hydraul. Kalk, hydraulische Dolomite, Extrakalke und hydraulische Löschkalke. Als Extrakalke werden hydraulische Kalke bezeichnet, deren Festigkeit durch Zumahlen oder Beimischung von granulierter Hochofenschlacke, Si-Stoff und ähnlichen Tonerde- und kieselsäurereichen Zuschlägen erhöht wird; als hydraulische Löschkalke solche, die aus nicht aufbereitetem Rohgestein gebrannt werden und mit Wasser angefeuchtet nicht völlig zu Pulver zerfallen. Sie werden ungelöscht gemahlen und müssen vor dem Vermörteln eingesumpft werden (Thüringen, Magdeburg).

An die Mitteilungen schloß sich eine lebhafte Aussprache, die sich namentlich um den Begriff „Zement-Kalk“ drehte. —

(Fortsetzung folgt.)

Schwierigkeiten unter Anwendung entsprechender Hilfsmaßregeln an einander anschließen. Da die Einführung einer einheitlichen Form die Röhrenwerke mit etwa 100 000 M. belasten würde, muß bei der jetzigen Geschäftslage die Frage jedenfalls zurückgestellt werden.

Was die Leitsätze für die Prüfung und Verlegung von Zementröhren, die Belastungsannahmen usw. anbetrifft, so scheinen sich diese durchaus zu bewähren. Jedenfalls sind keinerlei Klagen erhoben worden.

Der Kunststein-Ausschuß, der übrigens für dieses Material den Ausdruck „Beton-Werkstein“ eingeführt wissen will, hat ein Werk mit dem Titel „Der Betonwerkstein und die künstlerische Behandlung des Betons“ vorbereitet, dessen Ausarbeitung Hr. Petry übernommen hat. Das 34 Bogen starke Werk ist im Druck und wird im Laufe des Sommers in einer Auflage von 5000 Exemplaren im Selbstverlage des Vereins erscheinen. Das reich illustrierte Werk, dem man mit Spannung entgegensehen darf, wird etwa nur 4,5 bis 5 M. kosten.

Der wirtschaftliche Ausschuß, in dessen Vorsitz Hr. Wollé-Leipzig, wegen anderweiter Arbeitsüberlastung durch Hrn. Langelott ersetzt worden ist, hat verschiedentlich die Mitglieder des Vereins in Fragen der Feuer- und Haftpflicht-Versicherung usw. beraten und hat teilgenommen an den Verhandlungen, welche das Verhältnis der Mitglieder zu öffentlichen rechtlichen Standesvertretungen usw. (Zwangsinnungen, Tiefbaukammern usw.), ferner das Verdingungswesen, den gerichtlichen Zwangsvergleich außerhalb des Konkurses, die Angestellten-Versicherung, die Beziehungen zu den Zementsyndikaten usw. betreffen.

Der Verein hat in reger Weise teilgenommen an den Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, in dessen Unter- und Arbeitsausschüssen eine ganze Reihe seiner Mitglieder lebhaft mitarbeiten. Es liegen jetzt bereits über 21 Arbeiten des Ausschusses in Veröffentlichungen in Buchform vor und mehrere sind im Druck. Im Gange sind noch eine ganze Reihe von Versuchen, so Hauptversuche mit Eisenbetonsäulen, solche über die Längenänderung des Betons bei der Erhärtung und infolge von Wärmeänderungen, mit ringsum freiliegenden Platten, mit Rippenbalken verschiedener Abmessung und Bewehrung; Dauerversuche zur Feststellung des Einflusses von Rauchgasen, Versuche zur Erhärtung des Betons, zum Vergleich der Würfel Festigkeit des Betons mit der Festigkeit im Bauwerk, Zusatzversuche über den Einfluß der elektrolytischen Wirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton, über die Haftfestigkeit verzinkten Eisens im Beton usw. —

(Schluß folgt.)

bau, welche durch die Hrn. Prof. Kayser, Ob.-Ing. Rüh und Dr.-Ing. Kleinlogel, abgehalten werden, ist dafür gesorgt, daß den Studierenden zu einem eingehenden Studium dieses wichtigen Sondergebietes des Ingenieurwesens Gelegenheit geboten ist. —

Inhalt: Eisenbetonarbeiten in der Volksbade- und Schwimmhalle in Gladbeck i. W. (Schluß). — Betonarbeiten am Panama-Kanal. (Schluß.) — Von der 36. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin 1913. — Von der 16. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

X. JAHRGANG 1913.

NO. 6.

### Pumpwerk der alten Emscher.

Vortrag von Ob.-Ing. Ernst Mautner der Fa. Dücker & Co. in Düsseldorf,  
gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1913.

(Hierzu die Abbildungen S. 44.)



ekanntlich wird die Emscher, die bei ihrem Lauf durch das Industriegebiet zahllose industrielle und städtische Abwässer aufnimmt, reguliert, ihr Bett teilweise verlegt und vertieft. Um die durch Einleitung der Abwässer entstehenden Mißstände zu beseitigen, die in der Hauptsache in starken Geruchsbelästigungen und Schlammablagerungen bestehen, wer-

den Kläranlagen gebaut. Hierzu ist aber, um eine volle Wirkung zu erzielen, außer der Regulierung des Flußbettes, die Schaffung einer entsprechenden Vorflut Hauptbedingung. Da das regulierte und vertiefte Emscherbett aber keine Vorflut zum Rhein mehr haben wird, der normale Rheinwasserspiegel vielmehr etwa 5 m über dem Emscherspiegel liegt, war es notwendig, das Wasser aus der Emscher künstlich zum Rhein zu heben, und diesem Zwecke dient das Pumpwerk, das im Vororte Beeck bei Duisburg errichtet worden ist.

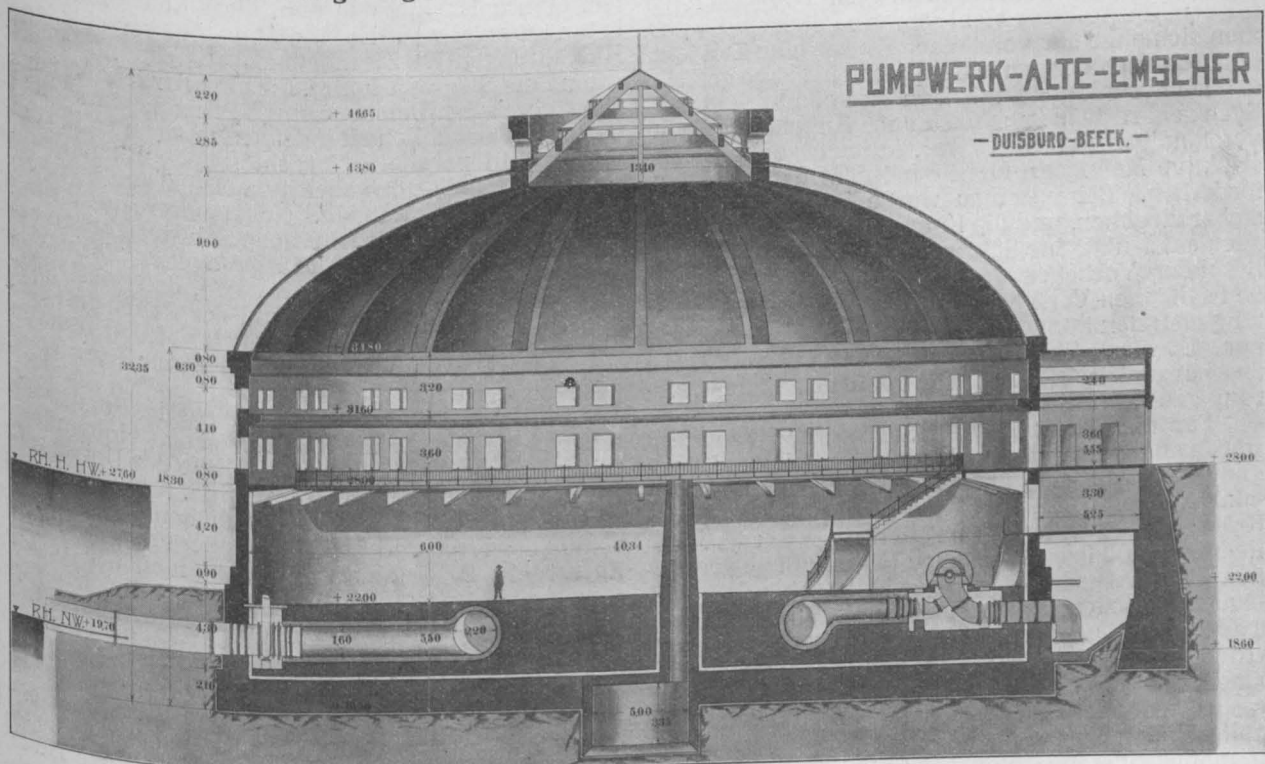


Abbildung 1. Schnitt durch das Pumpwerk in der Achse des Einganges.

Bezüglich der allgemeinen Anordnung sei nur erwähnt, daß das Brauch- und Regenwasser der Em-scher und des einmündenden Beeckbaches in einem Pumpensumpf, der als Rinne rings um das Gebäude herumläuft (vergl. den Schnitt Abbildung 1), gesammelt, von dort durch Saugrohre von den Pumpen angesaugt und durch eine Druckrohrleitung, die auf 2 km weit verlegt ist, zum Rhein hinaufgedrückt wird. Vorläufig sind 7 Kreiselpumpen aufgestellt, die durch 7 Saugrohre das Wasser ansaugen, zwei weitere Pumpen stehen in Reserve. Der Antrieb der Kreiselpumpen erfolgt durch Dieselmotoren, die mit Steinkohlenteeröl gespeist werden. Bei normalem Wasserzufluß arbeiten nur 2 von den Pumpen mit einer Leistung von 1350 1/Sek. Die höchste Leistung des Pumpwerkes bei Ingangsetzen der 7 Pumpen — ohne die beiden Reservepumpen — beträgt 6300 1/Sek. Die Motoren entfalten dabei eine Gesamtleistung von 1940 PS. Zur Unterbringung dieses maschinellen Apparates ist nun ein Rundbau von 41 m lichtigem Durchmesser geschaffen, der in einer Höhe von 13 m über Fußbodenoberkante von einer Eisenbeton-Kuppel frei überspannt ist.

Der mittlere Rheinwasserspiegel liegt ungefähr auf + 22 m N.N. Auf dieser Höhe ist auch die Sohlenoberkante des Pumpwerkes angelegt. Der höchste Rheinwasserstand beträgt + 27,6, und bis auf diese Höhe ist das Gebäude wasserdicht zu halten. Es ist also mit einem ganz bedeutenden Wasserdruck zu rechnen, der in Höhe der Sohlenoberkante noch 5,5 m beträgt. Um das Gebäude dagegen zu sichern, wurde eine Stampfbetonplatte von 5,5 m Dicke vorgesehen. Der Gesamtauftrieb beträgt dann 11 m. Eine biegungs-feste Eisenbetonplatte zu spannen, war natürlich ausgeschlossen, da einmal die Spannweite von 41 m viel zu groß gewesen wäre und da anderseits auch keine genügende Auflast zur Aufnahme der ungeheuren Auflagerreaktion vorhanden war.

Eine besondere Schwierigkeit in der konstruktiven Ausführung bildet der Umstand, daß das ganze Pumpwerk auf Bergbaugelände liegt und daß nicht nur mit großen senkrechten Setzungen zu rechnen ist, wie sie in diesem Falle an der Tagesordnung sind, sondern nach Angabe der Bergbausachverständigen auch mit einer wagrechten, seitlichen Verschiebung des Bodens, die bei dem Durchmesser von 41 m rd. 20 cm beträgt. Daß diese Erscheinungen bei einer Kuppelkonstruktion von derartigen Abmessungen für den Konstrukteur nicht sehr erbaulich sind, kann man sich ungefähr vorstellen. Es war eine Zeit lang dadurch auch der ganze Kuppelbau in Frage gestellt.

Da nur mit gleichmäßigen und nicht mit einseitigen senkrechten Setzungen nach Angabe der Sachverständigen zu rechnen war, waren besondere konstruktive Maßregeln hierfür bei der Sohle nicht erforderlich. Beim Aufbau wurde jedoch, um ganz sicher zu gehen, und die Kuppel nicht zu gefährden, auch auf senkrechte Setzungen Bedacht genommen. Besondere Vorkehrungen wurden auch getroffen, um den seitlichen Verschiebungen, die nach jeder Richtung eintreten können, so gut als möglich zu begegnen. Es wurde für den untersten Teil der Sohle eine aus konzentrischen Ringen bestehende Stahlarmierung gewählt.

Für die Bemessung der Stärke der Armierung wurde angenommen, daß bei einer seitlichen Bewegung des Erdreiches unter der Sohle infolge der Reibung zwischen Erdreich und Beton auf die Sohle Kräfte in wagrechtem Sinne übertragen werden. Der Reibungs-Koeffizient zwischen Beton und gewachsenem Boden wurde mit 0,65 gewählt, gleich dem Reibungs-Koeffizienten von Mauerwerk auf harter und trockener Erde. Da die Sohle aber vollständig im Grundwasser steht und für nassen Boden der Koeffizient nur 0,3 beträgt, liegt in dieser Annahme eine mehr als doppelte Sicherheit. Bei einem Gewicht der auflastenden Sohle von etwa 11 t/qm, ergibt sich ein Reibungswiderstand von 7,15 t/qm. Von den konzentrischen Ringen (vergl. Abbildung 2) hat jeder den

Reibungswiderstand aufzunehmen, der auf die zwischen ihm und dem nächsten Ring gelegene Fläche entfällt. Die Ringe selbst sind aus Stahlrundeisen von 30 mm Durchmesser gebildet, die nach Zerreißversuchen eine Festigkeit von 6700 kg/qcm besitzen. Zur Führung und besseren Verlegung der Rundeisen sind strahlenförmig U-Eisen verlegt, an welche senkrechte Führungswinkel angenietet sind in den den einzelnen Ringen entsprechenden Abständen. Diese Armierung nimmt die ganze Höhe der untersten Sohlenschicht von 1,85 m ein.

Auf derselben Höhe läuft rings um das ganze Gebäude die Umlaufrinne, die den anfangs erwähnten Pumpensumpf bildet. Sie ist als Konsole von der Platte ausgekragt, die Konsolen sind in der Ringarmierung der Sohle verankert.

Ueber der Armierung liegt die Isolierschicht, da, wie erwähnt, das ganze Gebäude bis Galerie-Oberkante wasserdicht sein muß. Die Isolierschicht geht über die ganze Sohle hinweg und an der Innenseite der Umfassungswände durch die Sohle bis zur Galerie. Ein besonderes Dichtungsmittel ist nicht verwendet, sondern nur ein sauberer Zementglattstrich ausgeführt und dieser in den wagrechten Teilen durch eine doppelte Ziegelflachschiicht und an den senkrechten Teilen durch eine 1/2 Stein starke Ziegelschutzschicht gegen mechanische Beschädigungen geschützt.

Ueber der Isolierung liegen nun die Eisenbeton-Druckrohre, in die das Wasser, das durch die eisernen Saugrohre angesaugt wurde, durch die Pumpen hineingedrückt wird. Den ganzen Druckrohrstrang zeigt Abbildung 3; er besteht aus einem nicht ganz geschlossenen kreisförmigen Rohr von 2,2 m lichtigem Durchmesser, an das unter spitzen Winkeln die neun Stützen anschließen, die zu den Pumpen führen. Das offene Ende des Hauptstranges teilt sich in zwei Rohre von je 1,6 m Durchmesser, die in die Druckrohrleitung nach dem Rhein übergehen. Die Rohre haben einen Innendruck von 4 Atm. auszuhalten und es mußte auf ihre Ausführung ganz besondere Sorgfalt verwendet werden, da sie sozusagen die Seele des ganzen Pumpwerkes bilden und nach Fertigstellung des Baues ganz unzugänglich sind. Sie waren zuerst in Eisen vorgesehen, doch hat eine Umfrage bei den größten deutschen Werken ergeben, daß es unmöglich war, die Anschlußstücke der kleinen Rohre an die großen, die sogenannten T-Stücke herzustellen. Man entschloß sich nun, diese Rohre in Eisenbeton auszuführen. Es sind nun wohl verschiedene Ausführungen für Eisenbetonrohre bekannt, ich erwähne die Siegart-Rohre, die eine Anwendung des Considère'schen Umschnürungs-Prinzips darstellen, dann die gewöhnliche Rundeisenarmierung mit, zum Querschnitt parallelen, geschlossenen Ringen und andere. Es stellte sich aber heraus, daß keine derselben hier in Frage kam, da sich bei dieser Ausführung große, beinahe unüberwindliche Schwierigkeiten ergaben, die zum Teil in der gebogenen Form des Rohres lagen, zum Teil auch darin, daß die Armierung an Ort und Stelle während der Arbeit erst eingebracht werden konnte und auch auf den inneren Betonmantel, der vorher fertiggestellt wurde, fest aufgezogen werden mußte.

Die Firma Dücker & Cie., welche das Pumpwerk erbaute, hat nun für die Rohrarmierung eine andere Lösung versucht, und zwar mit Hilfe der Umschnürung, System „Abramoff-Magid“. Abbildung 4 wird dies deutlicher veranschaulichen. Der Querschnitt des Rohres wurde in folgender Form gebildet: Zuerst ein 20 cm starker Betonmantel, der innen wasserdicht geputzt wird, dann kommt die eben genannte Umschnürung und um diese nochmals eine 10 cm starke Betonschicht. Um die ganze Rohrleitung gegen ein Ausreißen aus der Sohle zu sichern, ist über die Rohre noch eine Schutzarmierung übergezogen, die in den seitlichen Sohlenbeton beiderseits weit eingreift. Es wurde hier nun aus 30 cm langen Spiralfäden genannter Art die ganze Hülle des Druckrohres zusammengesetzt. Es war dadurch



der große Vorteil erreicht, daß man die Armierung stückweise um den Querschnitt herumlegen und zuerst den untersten Streifen vor Aufstellung der inneren Schalung ausführen konnte. Nach Fertigstellung der ganzen inneren Betonschalung wurde nun an das vorhandene unterste Stück die übrige Umschnürung angeflochten und um den Betonmantel herumgezogen und festgespannt, worauf dann die Schlußtafeln genau eingepaßt wurden. Die erforderliche Länge dieser Tafeln konnte genau gemessen und diese dann an Ort und Stelle sofort angefertigt und eingesetzt werden. Das Zusammenziehen der Umschnürung und das Spannen geschah mittels Flaschenzügen, wie die Abbildung erkennen läßt. Auch die Anschlüsse der Stützen an das Hauptrohr ließen sich verhältnismäßig einfach durch Verflechten der einzelnen Spiraltafeln bewerkstelligen.

Die angewendete Umschnürung der Rohre hat außer dem geschilderten Vorteil der einfachen Herstellung noch den Vorzug, daß sie ein auch in der

Längsachse elastisches Rohr schafft, das Längsverbiegungen und Querbeanspruchungen, wie sie bei den Setzungen durch den Bergbetrieb nicht zu vermeiden sein werden, ohne Gefahr aufnehmen kann. Der Anschluß der Eisenbetonstützen an die Pumpen geschah durch eiserne Anschlußflanschenstücke, die in die Eisenbetonrohre gleich mit einbetoniert und mit der Eisenarmierung fest verbunden wurden.

In der Mitte der Sohle ist ein Brunnen angeordnet, der zur Entnahme und Aufspeicherung von Kühlwasser für die Pumpen und Motoren dient. Er wurde als Eisenbetonbrunnen mit Eisenbetonschuh ausgeführt und abgesenkt. Er ist mit einer Eisenbetonplatte, die das Gewicht des auflagernden Betons zu tragen hat, nach oben geschlossen. Die Wasserentnahme-Leitungen gehen durch diese Decke hindurch. Der Schacht, der zum Einsteigen in diesen Brunnen dient, mußte der Hochwassergrenze wegen bis über diese hochgezogen werden. Er ist ebenfalls in Eisenbeton konstruiert und natürlich wasserdicht. —

(Schluß folgt.)

## Verstärkung dreier Straßenbrücken im Zuge des Ems-Weser-Kanales bei Hannover.

Vortrag von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Neustadt a. d. H., gehalten auf der XVI. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1915.

**I**m Zuge des künftigen Ems-Weser-Kanales wurden während der letzten Jahre in unmittelbarer Nähe der Stadt Hannover im Auftrage der kgl. Kanalbau-Direktion von der Firma Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H. drei sehr flach gespannte Eisenbeton-Brücken mit Gelenken gebaut, deren Gesamtanordnung aus Abb. 1, S. 46 hervorgeht, während Abbildung 2 die Einzelheiten

der Bewehrung, Abbildungen 3—5, S. 45, die äußere Erscheinung zeigen. Zur Verminderung des Horizontalschubes sind die Gewölbe in den beiden mittleren Vierteln mit Rippen versehen, damit das Eigengewicht verringert wird. Trotzdem wurden bei diesen Brücken nachträglich wegen der ungünstigen Bodenverhältnisse weitgehende Maßregeln zur Sicherung der Widerlager gegen Gleiten notwendig.

Der Untergrund besteht dort hauptsächlich aus feinem, dicht gelagertem Sand, der an einzelnen Stellen etwas Ton mit verfaulten Holzteilen enthält. Der Gleitwiderstand dieses Sandes, der sich bei dem Aushub der Widerlager als richtiger Triebssand erwies, war im Entwurf der Bauverwaltung mit 0,45 in der schrägen und bis 0,6 in der wagrechten Richtung angenommen, ein Wert, der sich als viel zu hoch erwies, denn beim Ablassen der Brücken zeigten sich Scheitelsenkungen von 13,5, 12,5 und 18 cm im Zusammenhang mit Ausweichen der Widerlager von 2—3 cm. Die Ueberhöhung der Lehrgerüste war bei allen drei Brücken auf rd. 20—23 cm festgesetzt worden. Während bei einer Brücke das Lehrgerüst entfernt werden konnte, erschien dies bei den beiden anderen nicht ratsam.

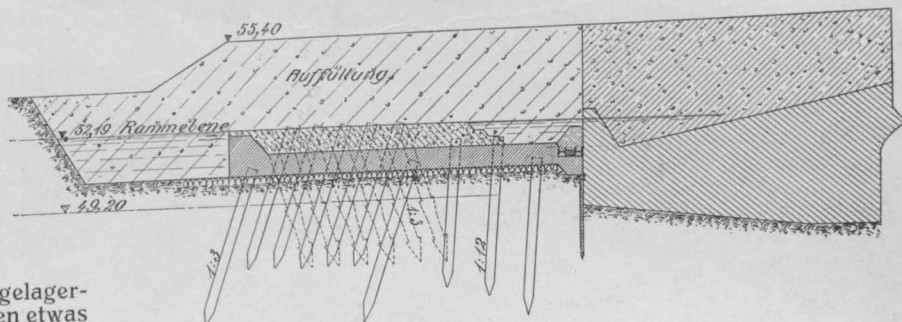
Während der Ausführung wurde eine Neuberechnung der Widerlager nötig, da der Grundwasserstand erst einige Jahre nach Herstellung des Kanals die endgültige Lage annehmen kann. Um daher den Einfluß des zunächst vorhandenen Auftriebes auszugleichen, wurde die aus den Abb. 1, S. 46, und 6, S. 45, ersichtliche, seitlich ausladende Eisenbeton-Konstruktion angeordnet, die eine größere Erdlast auf das Widerlager überträgt. Die oben angegebenen Gleitziffern gelten für die Widerlager mit Kragplatten.

Von den zur Sicherung der gefährdeten Widerlager ausgearbeiteten Entwürfen wurde schließlich eine Konstruktion bestehend aus einem hinter den vorhandenen Widerlagern gerammten System von Zug- und Druckpfählen mit einer darüber betonierte Eisenbeton-

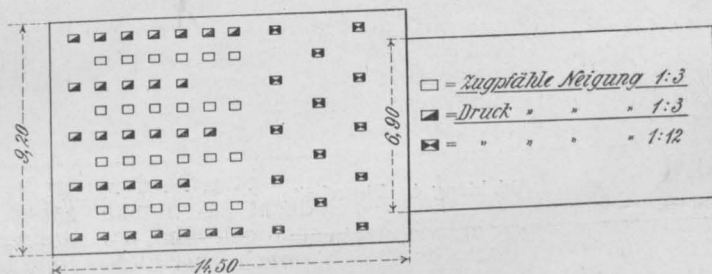
platte ausgeführt. Sie wurde so bemessen, daß sie außer dem Unterschied zwischen den Horizontalschüben der fertigen und belasteten Brücke und des noch unfertigen in labilem Gleichgewichtszustand befindlichen Bauwerkes noch einen weiteren Schub von über 100 t zur größeren Sicherheit aufnehmen konnte. (Vergl. Abbildungen 7a und b.)

Die gerammten Pfähle (Abbildungen 8a und b) waren Eisenbetonpfähle von 30/45 cm Querschnitt mit einer star-

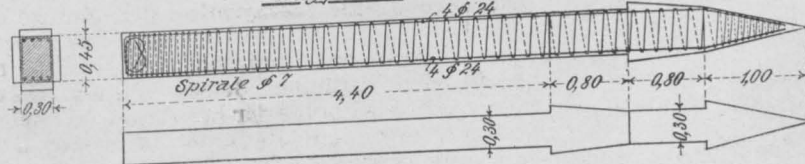
Abbildung 7a und b. Verstärkungs-konstruktion.



Pfahlanordnung.



Zugpfähle.



Druckpfähle.

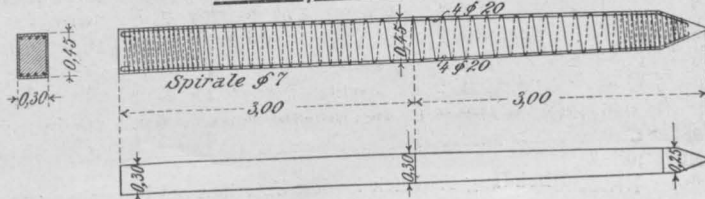


Abbildung 8a und b. Form und Bewehrung der Rammpfähle.

ken Längs- und Spiralarmierung, bestehend aus 4 Rund-  
eisen von 20 mm bei den Druckpfählen und 4 von 24 mm bei  
den Zugpfählen auf jeder der beiden Schmalseiten. Die  
Länge der Pfähle wurde bei den Druckpfählen mit 6 m, bei

den Zugpfählen mit 7 m angenommen. Zur Sicherheit  
gegen Herausziehen erhielten die Zugpfähle drei über-  
einander liegende, abwechselnd an je zwei einander gegen-  
über liegenden Seiten angebrachte Vorsprünge von zuerst  
8 cm, später nur noch 5 cm Stärke  
auf 80 cm Länge.

Mit Rücksicht auf die prak-  
tische Ausführung der Ramm-  
Arbeiten wurden zwei verschie-  
dene Pfahlsysteme gewählt: un-  
mittelbar hinter dem Widerlager  
Pfähle mit Neigung 1 : 12, die  
über Kopf gerammt wurden,  
daran anschließend, je zwei zu-  
sammen ein Bockgerüst bildend,  
die eigentlichen Zug- und Druck-  
Pfähle, die in Neigung 1 : 3 mit  
einer Universal-Dampfmaschine  
von 4 t Schlaggewicht bei 0,7 bis  
0,8 m Fallhöhe gerammt wurden.

Bei der Berechnung wurde je-  
dem Pfahl eine zulässige Biege-  
kraft von 4 t zugewiesen, und wei-  
terhin wurde die Pfahlzahl der-  
art ermittelt, daß ein Druckpfahl  
mit rd. 30 t, ein Zugpfahl mit 20 t  
beansprucht wurde. Es ergab  
sich dann mit der noch vom  
alten Widerlager aufzunehmen-  
den Horizontalkraft ein Rei-  
bungs-Koeffizient von 0,26, der  
in dieser Höhe vorher durch ei-  
nen unmittelbaren Gleitversuch  
für den vorhandenen Triebsand  
als zulässig festgestellt war.

Das Rammen stieß auf große  
Schwierigkeiten wegen des hoch  
liegenden Grundwasserspiegels  
besonders an der Brücke 117 i.  
Da hier das Grundwasser etwa  
1,7 m unter Geländehöhe stand,  
die Oberkante der Pfahlköpfe  
dagegen etwa 3,4 m unter Ge-  
ländehöhe liegen sollte, so ent-  
schloß man sich, um eine schwie-  
rige Wasserhaltung zu umge-  
hen, die Baugrube zunächst nur  
bis auf Grundwasserhöhe aus-  
zuheben, auf diesem Planum  
die Ramme aufzustellen und die  
Pfähle mittels einer 3,5 m lan-  
gen eisernen Jungfer auf die  
planmäßige Tiefe zu schlagen.  
(Abbild. 9.) Dies gelang jedoch  
nur bei den ersten in Neigung  
1 : 12 gerammten Pfählen. Der  
überaus feine, dicht gelagerte  
Sand ließ bei den anderen nur  
noch eine geringe Zusamen-  
pressung des Bodens zu und es  
ergab sich, daß die Pfähle schon  
von Anfang an äußerst schlecht  
zogen. Dieser Uebelstand ver-



Abbildung 2. Bewehrung der Fundamentplatte des Kuppelbaues.

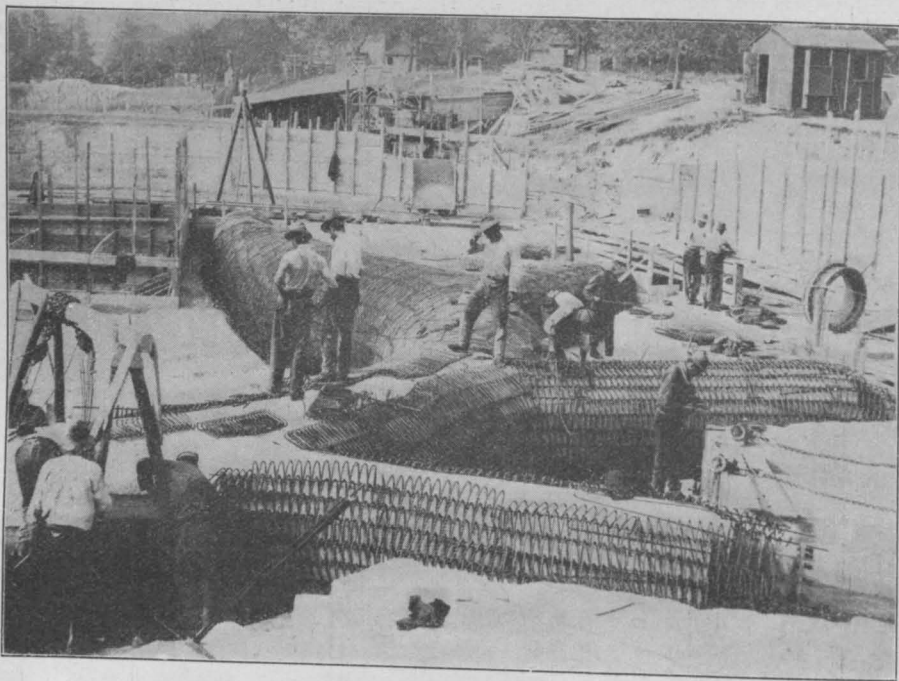


Abbildung 4. Einzelheiten der Rohrbewehrung.

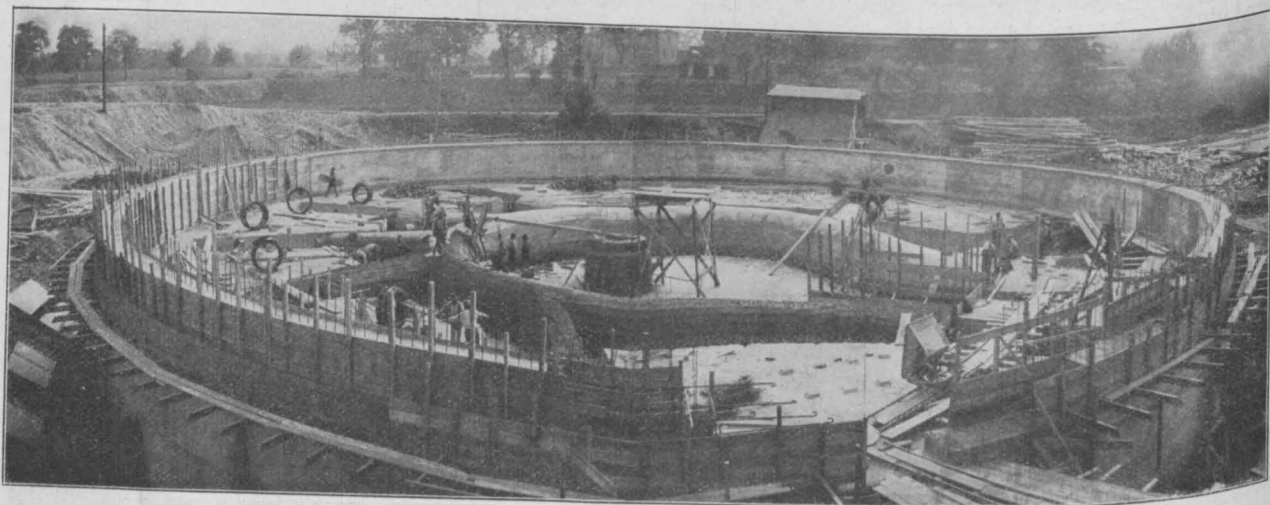
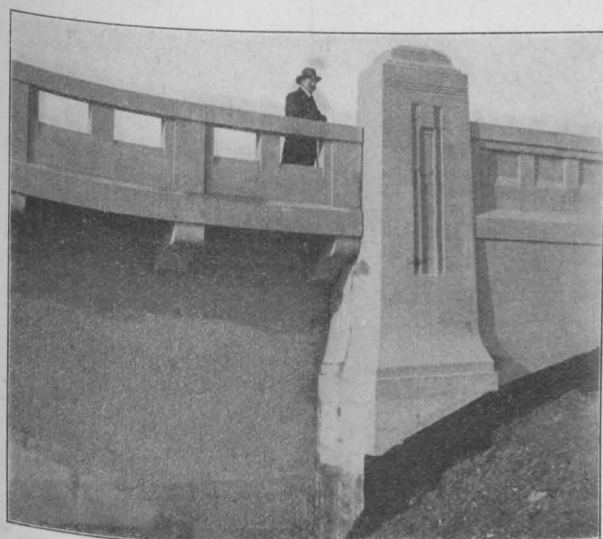
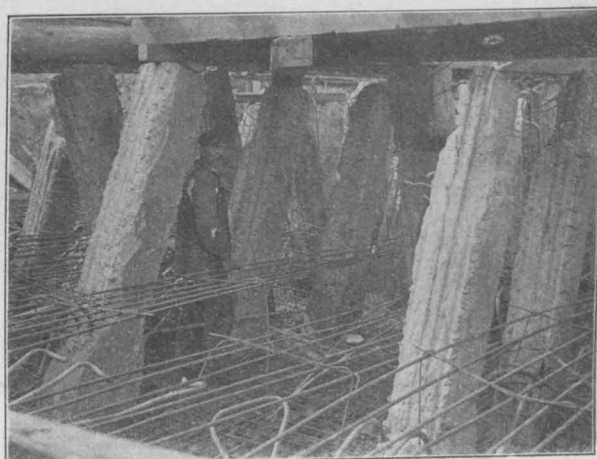
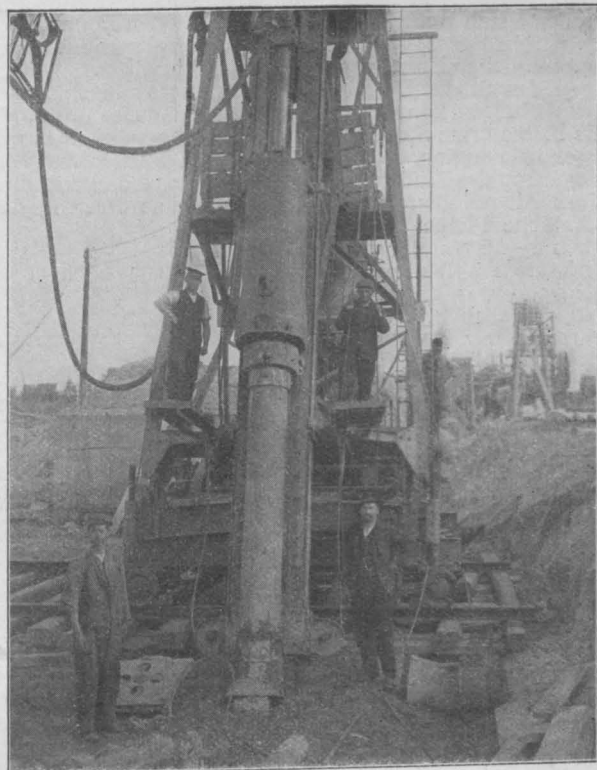
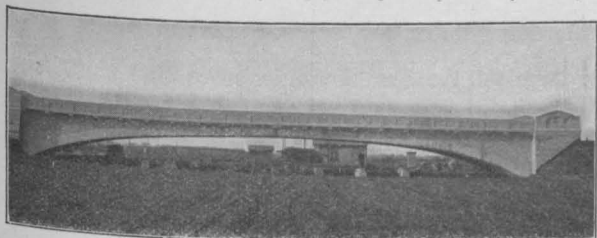


Abbildung 3. Blick in den Unterbau bei Herstellung der ringbewehrten Druckrohre.  
Pumpwerk der alten Emscher.





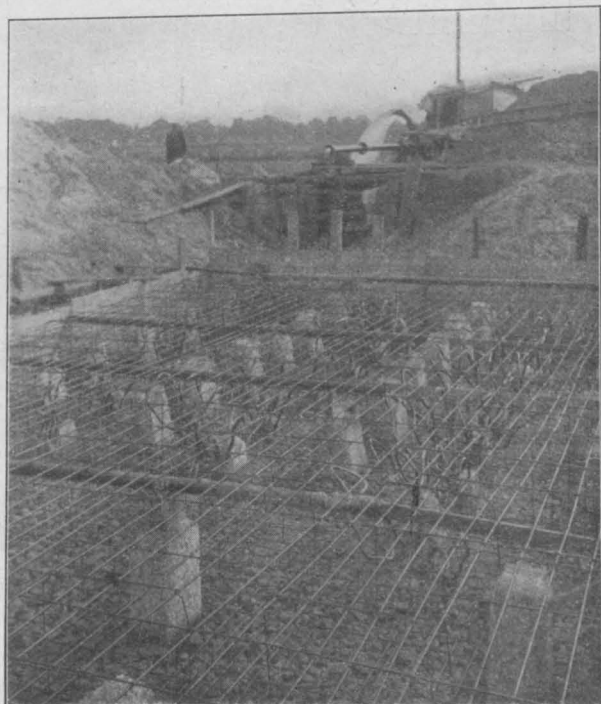
Abbildungen 3—5.  
Äußere Erscheinung der Brücke.



Abbildung 6.  
Widerlager ohne Hinterfüllung mit seitlich auskragender  
Eisenbeton-Konstruktion zur Erhöhung der Auflast.

Abbildungen 9—11 (rechts).  
Pfahlramme mit Jungfer. Eisenbetonpfähle nach dem Ein-  
rammen. Eisen-Bewehrung der Platte über den Pfählen.  
Verstärkung dreier Straßenbrücken im Zuge des Ems-Weser-  
Kanales bei Hannover.

22. März 1913.



größerte sich noch ganz besonders bei den Zugpfählen, die wegen der 8 cm weit ausladenden Vorsprünge einen beträchtlichen Eindringungsquerschnitt hatten.

Da auch das Einspülen nicht zum gewünschten Ergebnis führen konnte, so blieb nichts anderes übrig, als die Pfähle ohne Spülung so tief zu schlagen, als dies nur irgendwie anging. An den Zugpfählen wurden zur Verringerung des Eindringungsquerschnittes die übergroßen Vorsprünge teilweise abgeschlagen und so erreicht, daß sämtliche Pfähle immer noch 4—4,5 m unter Unterkante Pfahlplatte geschlagen werden konnten, wobei mehrfach auf einzelne der 6 m langen Druckpfähle im ganzen über 5200 Schläge mit nur 8 mm Eindringung bei den letzten 100 Schlägen kamen. Um am anderen Widerlager dieser Brücke diesen Schwierigkeiten beim Rammen auszuweichen, wurde hier vor der Rammung die Baugrube bis auf Höhe der Pfahlköpfe ausgehoben, wobei das Grundwasser um etwa 1,4 m gesenkt werden mußte, was mittels einer Zentrifugal-Pumpe geschah, die das in einen außerhalb der Baugrube angelegten hölzernen Brunnenschacht zusam-

schütterungen durch das Rammen mehr ausgesetzt war, als das vom höheren Rammplanum aus beim anderen Widerlager der Fall war. Darauf wird es auch zurückzuführen sein, daß sich während der Rammungen eine Horizontalbewegung des südlichen Widerlagers von etwa 1,5 mm und eine Senkung von 3—4 mm feststellen ließ.

Das Gewölbe saß während der Verstärkungsarbeiten auf dem von unten wieder aufgekeilten Lehrgerüst. In ebenfalls normaler Weise verliefen die Rammungen bei den beiden anderen Brücken, bei denen nennenswerte Wasserhaltungsarbeiten der günstigeren Höhenverhältnisse wegen kaum in Frage kamen.

Nach dem Rammen erfolgte der restliche Bodenaushub bis auf etwa 20—25 cm Tiefe unter der Platte. Durch eine verzweigte Drainage und eine auf der Sohle eingebrachte Packlage wurde das nachdringende Wasser zum Pumpensumpf geleitet, sodaß die ganze Baugrube für die weiteren Arbeiten vollkommen trocken gehalten wurde. Die Eisen der Pfahlköpfe wurden nun freigelegt und zur Verankerung mit der Platte in diese umgeben. (Abb. 10 und 11, S. 45.) Zwischen jede Pfahlreihe

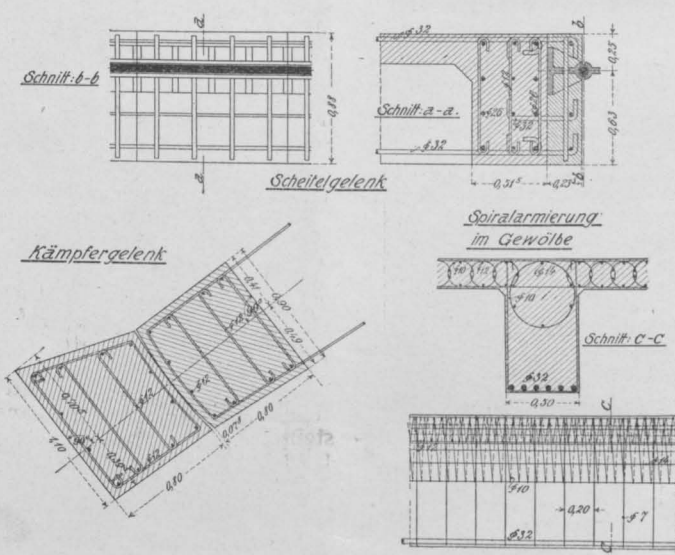


Abbildung 2. Einzelheiten der Gelenk- und Gewölbe-Armierung.

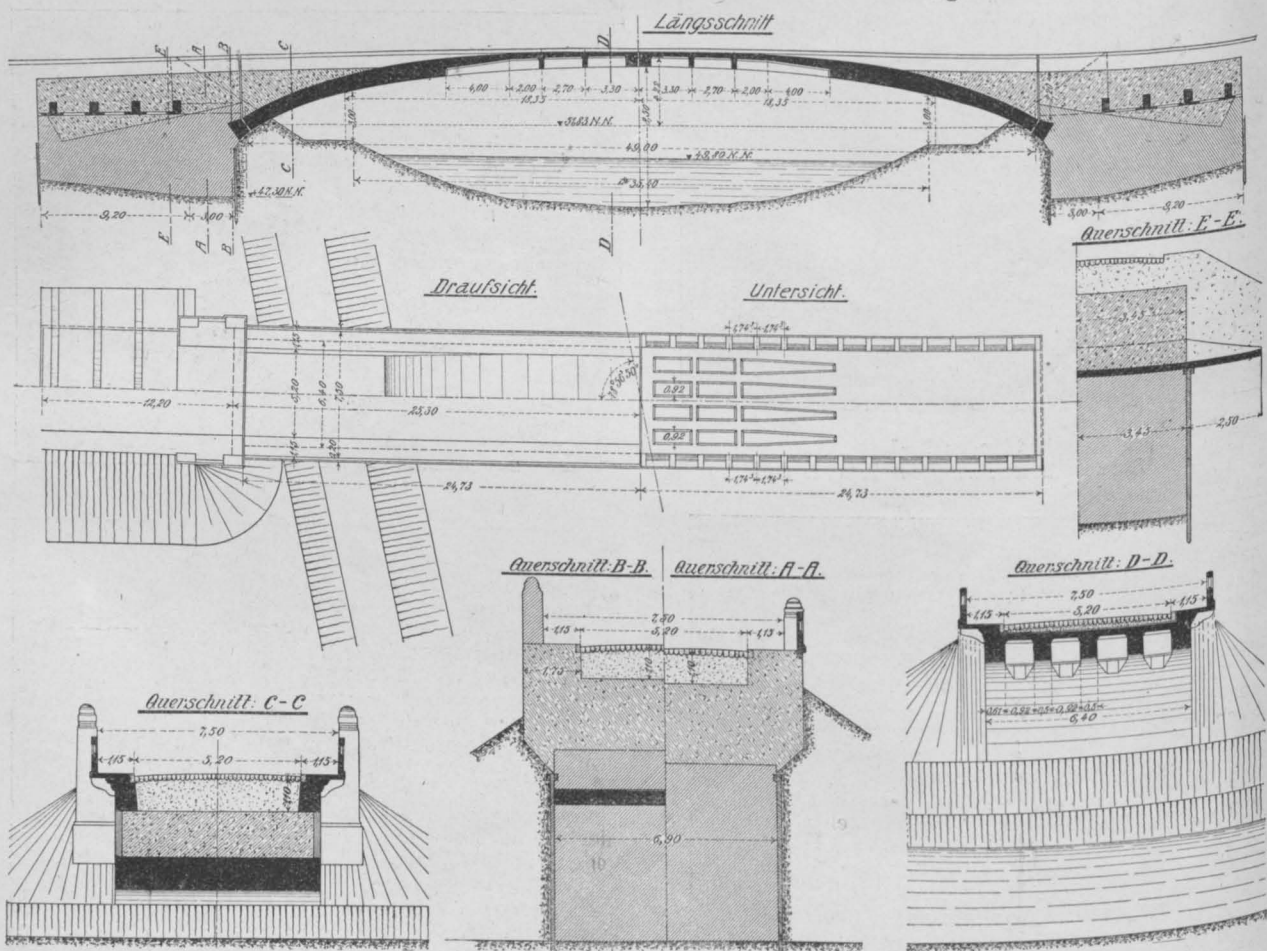


Abbildung 1. Gesamtanordnung der gewölbten Brücken mit überkragender Belastungsplattform über den Widerlagern.

men geleitete Wasser absaugte. Durch diese Maßregel wurde erreicht, daß die Pfahlrammung ohne jede Schwierigkeit vor sich ging und auch sämtliche Pfähle auf die planmäßige Tiefe geschlagen werden konnten.

Wenn auch durch die Wasserhaltung erreicht wurde, daß die Rammarbeiten rasch vor sich gingen, so hatte jedoch diese Arbeitsweise den Nachteil, daß durch den tieferen Aushub das dortige Widerlager eines Teiles des darauf wirkenden Erddruckes verlustig ging und den Er-

wurde ferner eine reichlich bemessene obere und untere Längs- und Querarmierung aus Rundeisen von 14 mm eingelegt und dadurch eine durchaus biegezugsfeste Pfahlplatte gebildet, die eine Länge von 14,5 m, eine bei den einzelnen Brücken verschiedene Breite von 7—9 m und eine Stärke von 0,9 m erhielt. Die mauerartige Aufbetonierung am Ende der Platte sollte dazu dienen, zur weiteren Sicherheit auch noch den passiven Erddruck der Hinterfüllung auszunutzen. —

(Schluß folgt.)



**A**uf die wirtschaftlichen Fragen, die in dem Bericht des wirtschaftlichen Ausschusses durch Hrn. General-Dir. von Prondzynski-Groschowitz behandelt wurden, kann hier nicht näher eingegangen werden. Ebenso soll an dieser Stelle auf die Berichte über die Tätigkeit des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ und des „Moor-Ausschusses“ verzichtet werden, da sich diese Berichte bei demjenigen des „Deutschen Beton-Vereins“ wiederholen.

Eingehenden Bericht erstattete Hr. Dr. Framm-Karlshorst über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums. Aus den Mitteilungen ist zu erwähnen, daß wie üblich im Laufe des Jahres 1912 von sämtlichen deutschen, dem Verein angehörenden Fabriken Zementproben im Handel aufgekauft und der normengemäßen, mechanisch-technischen Prüfung, sowie einer vollständigen Analyse unterworfen wurden. Die Untersuchungen erstreckten sich auf 102 Marken. Danach sind die Mittelwerte der Siebrückstände auf dem 5000 Maschensieb seit 1909 weiter ständig heruntergegangen (von 20,1 auf 18,7). Die Mittelwerte der Zugfestigkeiten nach 28 Tagen bei Wassererhärtung sind von 25,4 auf 27,3, bei kombinierter Erhärtung von 39,9 auf 40,5 kg/qcm gestiegen, die Druckfestigkeiten desgl. von 289 auf 318 bzw. 351 auf 378 kg/qcm. Die größte erreichte Druckfestigkeit nach 28 Tagen bei kombinierter Erhärtung betrug 612 kg/qcm, die größte Zugfestigkeit 51,3 kg/qcm. Die weitaus größte Mehrzahl der untersuchten Zemente hatte erheblich größere Festigkeiten, als sie die Normen vorschreiben. Bei kombinierter Erhärtung hatten nur 13 Zemente unter 300, 56 zwischen 300 und 400, 28 zwischen 400 und 500 und 5 über 500 kg/qcm Druckfestigkeit nach 28 Tagen. Die chemische Analyse zeigt, daß die Zusammensetzung keinen besonders großen Schwankungen unterworfen war. Der Kalkgehalt zeigt eine kleine Neigung zur Steigerung (63,47 i. J. 1909, 63,74 i. J. 1912).

An beantragten Prüfungen waren 1094 gegen 602 i. J. 1911 zu erledigen und zwar verschiedenster Art. Die Inanspruchnahme des Laboratoriums hat in den letzten Jahren schon erfreulich zugenommen. Das kommt auch in den eingenommenen Prüfungsgebühren zum Ausdruck. Außerdem hat das Laboratorium an verschiedenen Kommissions-Arbeiten usw. teilgenommen, so hinsichtlich Raumbeständigkeit und Bindezeit, hinsichtlich des Verhaltens von Portland-Zement mit 30% Zusätzen, an Analysen für den Moor-Ausschuß, für die Seewasserproben, hinsichtlich des Verhaltens von Zementen in Salzlösungen usw. Es wurden ferner Untersuchungen angestellt mit verschiedenen Zement-Sondermarken z. B. „Meteor-Extra“, „Alba-Zement“ usw. Für den ersten Zement, dessen spezifisches Gewicht erheblich abweicht vom Sandgewicht, sind vergleichende Festigkeitsversuche bei Mischung nach Raumteilen und nach Gewichtsteilen gemacht worden. Letztere ergaben wesentlich ungünstigere Resultate. Die nach Gewichtsteilen angegebenen Festigkeitswerte sind also für den praktischen Gebrauch nicht maßgebend. Hr. Dr. Framm teilt ferner noch mit, daß die weitere Anwendung der Schwebe-Analyse auf Misch-Zemente gezeigt habe, daß diese Methode ausreiche, um den Gehalt an feiner Schlacke mit genügender Genauigkeit zu bestimmen.

Die lange Reihe dieser Berichte beschließen die Mitteilungen des Hrn. Reg.-Bmstrs. a. D. Riepert-Charlottenburg über die Tätigkeit der „Zentrale zur Förderung der deutschen Portlandzement-Industrie“. Nach seinen Ausführungen hat sich die Einrichtung bisher bewährt und gut weiter entwickelt. Abgesehen von der Erledigung wirtschaftlicher Fragen und technischer Auskunft hat sich die Zentralstelle namentlich die Propaganda für den Portland-Zement angelegen sein lassen durch Veranstaltung von Vorträgen, Herausgabe von Propaganda-Schriften (Zementkalender usw.). Die Vereinszeitung erscheint jetzt wöchentlich. Seit 1. Juli v. J. ist auch eine Rechtsauskunftsstelle angegliedert, die einerseits gewisse Rechtsfragen im allgemeinen Interesse verfolgt, wie unlauteren Wettbewerb usw., andererseits aber auch den Mitgliedern in Streitfällen zur Seite stehen will. Da es sich fast nie ausschließlich um rein juristische Fragen handelt, sondern fast immer um solche, die gleichzeitig technisch erwogen werden müssen, wird von der Angliederung der Auskunftsstelle an die Zementzentrale besonderer Vorteil erhofft.

Der zweite Verhandlungstag brachte zunächst die schon erwähnten kurzen Mitteilungen von Dr. Framm über die Arbeiten des Moor-Ausschusses und dann

die Berichte über den VI. Kongreß des „Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“, die von Hrn. Dr. Aug. Dyckerhoff hinsichtlich der technisch-wissenschaftlichen Ergebnisse, von Hrn. Dir. Dr. Müller in bezug auf die sich anschließenden Besichtigungsreisen erstattet wurden.

Die Ausführungen des Hrn. Dr. Aug. Dyckerhoff beschränkten sich auf die Beratungen der Sektion B, der die Vertreter der Zement-Industrie angehörten. Behandelt wurde dort die Frage der Bestimmung des feinsten Mehles im Zement durch Windsichter (Berichterstatte Prof. Gary), die Verwendung von Diatomeen-Erde (Kieselguhr) anstelle von Traß, mit welcher der Berichterstatte (Hr. Poulsen-Kopenhagen) sehr gute Ergebnisse in bezug auf Festigkeit gemacht hat, die er dem Gehalt an aufschließungsfähiger Kieselsäure zuschreibt. Dieser Ansicht stimmte nur Feret zu, während im allgemeinen die Meinung vertreten wurde, daß die Wirkung mehr eine physikalische, infolge der großen Feinheit der Diatomeenerde, als eine chemische sei. Einen wichtigen Punkt der Verhandlungen bildete die Le Chatelier-Probe. Ueber die Stellungnahme der deutschen Vertreter zu dieser Frage, für die Prof. Gary das Wort nahm, sowie über die Resolution des Kongresses haben wir schon früher berichtet.\*) Auch die Frage des SO<sub>3</sub>-Gehaltes ist schon früher erörtert worden. Es soll zunächst der SO<sub>3</sub>-Gehalt der verschiedenen Handelsmarken ermittelt werden. Weiter wurde berichtet über die Wetterbeständigkeit der natürlichen Bausteine, über Verhalten von Beton im Meerwasser usw.

Hr. Dir. Müller schickte seinen Ausführungen einige Bemerkungen voraus, die sich gegen die in verschiedenen Fachzeitschriften aufgestellte Behauptung wendeten, daß der Kongreß keine wichtigen Ergebnisse zu verzeichnen gehabt habe, sowie persönliche Angriffe zurückwies, die Hr. Prof. Gary unberechtigtweise erfahren habe. Unrichtig sei auch, daß das Verhältnis der englischen und der deutschen Mitglieder auf dem Kongreß ein unfreundliches gewesen sei. Redner verbreitet sich dann in einem sehr eingehenden, hochinteressanten Vortrage über die besuchten großen Anlagen namentlich der amerikanischen Portland-Zement-Industrie, die jetzt 90 Mill. Faß jährlich erzeugt, während die Herstellung des früher sehr verbreiteten Natur-Zementes fast ganz zurückgegangen sei. Eingehend werden die maschinellen Einrichtungen besprochen, die großen Stielbagger, die in den Gruben arbeiten, die z. T. sehr schnell laufenden Zerkleinerungsmaschinen, deren Vorteile gegenüber den bei uns üblichen erst noch nachgeprüft werden müßten, und dann die Drehrohröfen, die man z. T. bis zu ungeheuerlichen Abmessungen bis 4 m Durchmesser bei 100 m Länge gesteigert habe. Das seien unwirtschaftliche Abmessungen, die Regel sei auch nur ein Durchmesser von 2,5–3 m, eine Länge von 50–60 m. Auffallend sei der Mangel an Schutzvorrichtungen und das gänzliche Fehlen von Einrichtungen zum Aufsaugen und Wiedergewinnen des Staubes. Er habe bei den 10 besuchten Fabriken trotz der reichlichen maschinellen Einrichtungen nicht den Eindruck gewonnen, daß die Ersparnis an Arbeitskraft im Durchschnitt größer sei als in der deutschen Industrie. Die großen Anlagen seien außerdem oft wenig übersichtlich und mit zu geringem Raum angelegt, vortrefflich aber meist die Einrichtungen zur Gewinnung des Rohmaterials.

Im Anschluß an diesen Vortrag macht Hr. Reg.-Bmstr. Riepert noch interessante, von reichem statistischen Material unterstützte Mitteilungen über „Wirtschaftliche Fragen der amerikanischen Zement-Industrie“.

Von den übrigen Vorträgen, die noch an diesem und am dritten Verhandlungstage gehalten wurden, betrafen mehrere die Konstitution des Portland-Zementes, andere betriebstechnische Fragen der Zement-Industrie. Auf diese beiden Arten von Vorträgen kann hier nicht näher eingegangen werden. Zu erwähnen sind dagegen die Ausführungen des Hrn. Dr. Framm über „Das Festigkeits-Verhältnis der Portland-Zemente bei Wasser- und kombinierter Erhärtung“. Bekanntlich ist in die neuen Normen für an der Luft zu verwendende Zemente die kombinierte Erhärtung (erst Wasser-, dann Luftlagerung) eingeführt, die der Wassererhärtung besser entspricht, als die reine Wassererhärtung. (Reine Luftlagerung ist nicht als Probe verwendbar, da sie zu stark voneinander abweichende Ergebnisse hat). Man nimmt nun im allgemeinen an, daß die Festigkeit mit dem Alter stetig zunimmt, was für die Wassererhärtung erfahrungsgemäß auch zutrifft. Wie steht es aber mit der kombinierten Erhärtung? Sind da zeitweilige Festigkeitsrück-

\*) „Mitteilungen“ 1912, Seite 162, und 1913, Seite 15.

gänge fehlerhaftem Material zuzuschreiben, oder nicht? Diese Frage ist durch eingehende Versuche mit 10 Zementen klar gestellt worden, von denen die Hälfte hohe, die andere Hälfte niedrige Festigkeiten bei der Wasserlagerung nach 28 Tagen besaß. Es wurden Mischungen 1:3 und 1:6 mit Normalsand, außerdem mit gemischtkörnigem Freiwaldersand angestellt und zwar mit Altersstufen von 7 und 28 Tagen, 3 und 6 Monaten, 1 und 2 Jahr. Ein Teil der Proben erhielt Zuschläge von Kalksteinmehl, Traß usw. Auf die Einzelheiten der Untersuchungen kann nicht näher eingegangen werden. Das Endergebnis aber war,

daß bei allen Proben die Zugfestigkeit bei kombinierter Erhärtung höher war als die Wasserfestigkeit, dagegen die Druckfestigkeit anfangs höher, später aber im allgemeinen niedriger. Es ist also irrtümlich, wenn von der kombinierten Erhärtung verlangt wird, daß die Ergebnisse unter allen Umständen denjenigen bei Wassererhärtung überlegen sein müßten. Ebenso zeigen die Versuche, daß bei kombinierter Erhärtung zeitweise Festigkeitsrückgänge auftreten, daß diese aber keineswegs auf mangelhaftes Material zurückzuführen sind, da später wieder hohe Festigkeiten erreicht werden. — (Schluß folgt.)

## Von der 16. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913. (Fortsetzung statt Schluß.)

**I**n den weiteren Arbeiten des „Deutschen Ausschusses“ gehört die Aufstellung einer Zusammenstellung der Beton-Zugspannungswerte aus den in Stuttgart für den „Deutschen Ausschuss“ und für den Eisenbeton-Ausschuß der „Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie“ ausgeführten Balkenversuchen, um danach festzustellen, ob bei Brückenkonstruktionen die Beton-Zugspannungen in der statischen Berechnung berücksichtigt werden müssen. Es sollen dazu auch Erfahrungen gesammelt werden über das Verhalten solcher ausgeführten Brücken, bei denen die Betonzugspannungen in der Berechnung nicht berücksichtigt worden sind.

Es sind ferner in Vorbereitung Ergänzungsversuche über das Verhalten von mit Schutzanstrichen versehenen Eisen in verschiedenen Mörteln und über deren Haftfestigkeit, ferner weitere Brandversuche, die jetzt wieder in Lichterfelde angestellt werden sollen, da die Erbauung des Düsseldorfer Versuchstheaters, in dem man sie vornehmen wollte, sich doch zu sehr in die Länge zieht. Weiter sollen Versuche angestellt werden über das Verhalten von Blei in Zement und solche Versuche, die Aufschluß geben sollen, ob Eisen-Portlandzement und Hochofenschlacke im Laufe der Zeit zu Rosterscheinungen an den Eisen führen bei Lagerung an der Luft und im Wasser, sowie bei wechselnder Lagerung. Letztere Versuche sind veranlaßt durch eine Anfrage des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten an den „Deutschen Beton-Verein“, welche Erfahrungen nach dieser Richtung mit Eisen-Portlandzement bisher gemacht seien. Der Verein konnte hierzu nur bemerken, daß die Erfahrungen im allgemeinen keine schlechten seien, daß sie aber nicht genügend weit zurückgingen, und daß ferner die Eisen-Portlandzemente sehr verschieden seien. Die Frage könne also nur durch eingehende Versuche geklärt werden.

Außerdem sind noch die folgenden Versuche in Vorbereitung: Ergänzungsversuche zur Klärung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment bei auf Biegung beanspruchten, frei gestützten Balken; Ergänzungsversuche über die Widerstandsfähigkeit der Stoßverbindungen der Eisen; Versuche zur Bestimmung des Einflusses von Einzellasten und diese ersetzenden Streckenlasten; Prüfung von Probekörpern. Die letzteren sollen in den sämtlichen Versuchsanstalten (Berlin-Lichterfelde, Dresden, Darmstadt, München, Stuttgart), sowie von Mitgliedern des „Deutschen Beton-Vereins“ auf den verschiedensten Baustellen Deutschlands ausgeführt werden, um so ein möglichst umfangreiches Versuchsmaterial zu erhalten, das aber auch auf möglichst gleicher Basis aufgebaut sein muß, um zuverlässige Ergebnisse zu liefern. Nach dieser Richtung waren bei den schon ausgeführten Versuchen Fehler begangen worden, sodaß jetzt eine ausführliche Anweisung für die Herstellung, Prüfung und Versendung der Probekörper gegeben worden ist, nach der nunmehr gearbeitet werden soll. Die Balken und Probekörper derselben Reihen werden z. T. direkt auf den Baustellen, z. T. in den Material-Prüfungsbüros erprobt. Sie sollen einen Vergleich zwischen Biegezugfestigkeit und Würfelzugfestigkeit geben und die Frage der Zuverlässigkeit der Balkenprobe klären.

Die bisherigen Ergebnisse der vom „Deutschen Ausschuss“ angestellten Versuche haben dem „Deutschen Beton-Verein“ schon im Vorjahr Veranlassung gegeben, einen Antrag auf Abänderung der preuß. Bestimmungen für Eisenbeton vom 24. Mai 1907 zu stellen. Der Unterausschuß, dem diese Frage zur Prüfung zugestellt wurde, hat dann beschlossen, die gesamten Bestimmungen einer Neubearbeitung zu unterziehen und hat den „Deutschen Beton-Verein“ mit Aufstellung eines entsprechenden Entwurfes betraut, der im Herbst 1912 dem Unterausschuß des „Deutschen Ausschusses“ vorgelegt wurde und noch den Gegenstand von Beratungen bildet.

Im Zusammenhang mit den Arbeiten des „Deutschen Ausschusses“ ist bekanntlich die Frage der Verwendung der Hochofenschlacken zur Betonberei-

tung erörtert worden unter Zuziehung des „Vereins Deutscher Eisenhüttenleute“. Der „Deutsche Beton-Verein“ hat dabei zwar anerkannt, daß die Hochofenschlacke auf den Hüttenwerken schon lange und mit Erfolg zur Betonbereitung verwendet worden ist, hat aber gleichzeitig betont, daß bei der großen Verschiedenartigkeit der Schlacken es für die Beton-Industrie vor allem darauf ankomme, durch eingehende Versuche ein Verfahren zu finden, das den Verbrauchern in einfacher Weise ermöglicht, gute Schlacken von schlechten, zur Betonierung ungeeigneten, ohne weiteres zu unterscheiden. Ein entsprechender Arbeitsplan ist aufgestellt, der sich auf Verwitterungsversuche, mechanische und chemische Untersuchungen der Schlacken, sowie auf Druckproben von Schlacken-Betonkörpern erstrecken soll.

Schließlich ist über die Tätigkeit des Moor-Ausschusses, der ebenfalls eine besondere Abteilung des „Deutschen Ausschusses“ bildet, zu berichten, daß über die Versuche mit kleinen und großen Betonkörpern (Röhren, Pfähle) an verschiedenen Lagerungsstellen abschließende Mitteilungen z. Zt. noch nicht gemacht werden können. Für die kleinen Probekörper wird in diesem Sommer (nach 3jähriger Lagerung) eine mechanisch-chemische Untersuchung stattfinden. Im übrigen hat alljährlich eine Besichtigung und Prüfung des Zustandes der Proben stattgefunden. Die großen Körper sind erst im Laufe des Jahres 1912 eingelegt worden. Bei den Körpern sind verschiedene Schutzanstriche usw. erprobt worden.

Einen ausgezeichneten Bericht erstattete nach Erledigung dieser Fragen Hr. Rud. Wölle-Leipzig über die Bedeutung, die Zwecke und Ziele, sowie über die Bauten der „Internationalen Baufach-Ausstellung“ mit Sonder-Ausstellungen in Leipzig 1913 und über die Teilnahme des „Deutschen Beton-Vereins“ bzw. der deutschen Beton-Industrie an derselben. Die Ausstellung will ein klares Bild des gesamten Bau- und Wohnwesens in technischer und baukünstlerischer Beziehung geben. Hochbau, Tiefbau, Siedlungswesen, Arbeiterschutz, technisches Bildungswesen, Statistik, ferner wirtschaftliche Fragen, wie Hypothekenwesen, Sicherung der Bauordnungen usw. sind in den Rahmen der Ausstellung einbezogen, die mit etwa 5 Mill. M. Kosten (davon rd. 3 Mill. M. für Bauten) auf einem etwa 400 000 qm großen Gelände errichtet werden soll, dessen Hauptachse die Straße des 18. Oktober 1813 mit dem Völkerschlacht-Denkmal als Abschluß bildet.

Redner schilderte in Wort und Bild den Gesamtplan und die Einzelheiten und schließlich den großen Kuppelbau der Betonhalle, der seine künstlerische Gestaltung Prof. Kreis in Düsseldorf verdankt, während die Firmen Rud. Wölle und Kell & Loeser in Leipzig den Bau mit eigenen finanziellen Opfern in Eisenbeton ausführen. Wir haben Grundrisse, Schnitte und Ansichten des Baues, der sich am Ende der großen Querachse (Lindenallee) erheben und als Ausstellungshalle dauernd erhalten bleiben soll, in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1912, S. 169 bereits zur Darstellung gebracht. Der wirkungsvolle Bau hat noch einige Änderungen in der Ausbildung der Seitenhallen erfahren. Interessant ist die Gestaltung der linken Seitenhalle, in welcher die breit vorkragende Galerie später nur zum Teil erhalten bleiben soll, was bei der Durchbildung der Konstruktion, um eine spätere leichte Beseitigung zu ermöglichen, besonders zu berücksichtigen war. Mit der Ausführung konnte erst Ende Oktober 1912 begonnen werden, der Rohbau war jedoch schon Anfang Februar 1913 ziemlich fertig, sodaß der Bau Mitte April d. J. bezugsfähig sein wird. — (Schluß folgt.)

Inhalt: Pumpwerk der alten Emscher. — Verstärkung dreier Straßenbrücken im Zuge des Ems-Weser-Kanals bei Hannover. — Von der 36. General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ zu Berlin 1913. (Fortsetzung.) — Von der 16. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1913. (Fortsetzung statt Schluß.)

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.